



**Universidade de Aveiro** Departamento de Engenharia Civil  
**2012**

**Ângela Rita  
de  
Albuquerque  
Bernardo**

**Elementos estruturais metálicos de inércia  
variável**





**Universidade de Aveiro** Departamento de Engenharia Civil  
**2012**

**Ângela Rita  
de  
Albuquerque  
Bernardo**

**Elementos estruturais metálicos de inércia  
variável**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.



Ao Joka...



## **O júri**

Presidente

Prof.<sup>a</sup> Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes  
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real  
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof.<sup>a</sup> Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago  
professora auxiliar da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes  
professor auxiliar da Universidade de Aveiro





## **Agradecimentos**

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho, em especial, ao Prof. Doutor Paulo Vila Real pela atenção dispensada e pelo exemplo conjunto de profissionalismo, inteligência e dinamismo, ao Prof. Doutor Nuno Lopes, pelo seu conhecimento, incentivo e inesgotável disponibilidade e ao Eng. Carlos Couto pela paciência, atenção e tempo dispendido.

A quem sempre me incentivou e a quem insistentemente me pediu para começar a escrever a tese, como se a satisfação e o valor pessoal fizessem parte não só de mim, mas de todos aqueles que me amam.

A todos os amigos e familiares que me acompanharam, em particular, aos meus pais.

Aos erros e ficheiros não gravados, aos “nãos” e reprovações e a tudo o que de mais insignificante e aparentemente desconfortante pode haver, mas que me ajuda a crescer como ser humano, não esquecendo as raízes e o que realmente é essencial na vida.

Àqueles que não conheço e que, desta forma, nunca me perguntaram “Como está a correr a tese?”.

A quem já não está comigo e não me pode ajudar diretamente, mas se tornou a maior força intelectual que já alguma vez tive. E a Deus...



**Palavras-chave**

Secções de inércia variável, estruturas metálicas porticadas, análise de segunda ordem, encurvadura, fogo.

**Resumo**

A presente dissertação tem como principal objetivo a elaboração de metodologias precisas e simplificadas para verificação da segurança de elementos estruturais metálicos de inércia variável, tanto à temperatura normal como em situação de incêndio.

Os elementos estruturais metálicos de inércia variável podem ser constituídos por perfis soldados ou por perfis laminados a quente sujeitos a processos de corte, de forma a obter-se a geometria pretendida.

Este tipo de elementos, geralmente com secção transversal de classe 4 (com maior apetência para fenómenos de encurvadura local), oferecem inúmeras vantagens, das quais se destaca uma maior utilização racional de material evitando desperdícios desnecessários não colocando em causa a estabilidade estrutural, promovendo uma ótima relação de custo/benefício. A grande intensidade dos esforços que atuam numa determinada secção de um elemento estrutural, a variação da mesma ao longo da diretriz e a necessidade de vencer grandes vãos tem fomentado a adoção deste tipo de elementos, maioritariamente em edifícios industriais e comerciais.

Com o auxílio do programa de elementos finitos SAP2000, é efetuada uma análise de segunda ordem a um caso de estudo de uma nave industrial. Esta análise permite assegurar a estabilidade no plano dos elementos estruturais, evitando a sua verificação de acordo com as fórmulas de dimensionamento previstas no Eurocódigo 3. Quanto à verificação da segurança das secções transversais e dos elementos fora do seu plano são utilizados, respetivamente, os métodos expressos no Eurocódigo 3 e outras metodologias existentes que complementam o Método Geral referido no Eurocódigo.

Por fim, a estrutura porticada em estudo é avaliada analiticamente quando sujeita a temperatura normal e a temperatura elevada e são comparados os resultados com os obtidos numa análise realizada com modelos avançados de cálculo para a análise estrutural aplicando o programa SAFIR.



**Keywords**

Tapered sections, framed steel structures, second order analysis, buckling, fire.

**Abstract**

The present dissertation has the main objective of analysing simple and accurate methodologies to verify the security of tapered steel structural elements both at normal temperature and in fire situation.

The tapered steel structural elements can be made by welded or hot-rolled profiles, subject to cutting processes, in order to obtain the necessary geometry.

This type of elements that have usually class 4 cross sections, (being more susceptible to local buckling phenomena) offers many advantages such as the rational use of the material without unnecessary waste and without compromising the structural stability, promoting a better relationship cost/benefit. The high forces that act in a specific section of a structural element, the cross-section variation along the element longitudinal axis and the necessity to be applied at large spans have fostered the adoption this type of elements, mostly in industrial and commercial buildings.

With the help of finite elements program SAP2000, it is performed a second order analysis on a study case of an industrial hall. This analysis permits to ensure the stability in the structural elements plan, making its verification according the design formulas predicted in Eurocode 3 unnecessary. Regarding the safety verification of cross-sections and the out of plane buckling of the elements, are used, respectively, the methods from Eurocode 3 and other methodologies which complement the General Method mentioned in this Eurocode.

Finally, the steel framed structure studied is analytically evaluated at normal temperature and high temperature and the results are compared with the analysis performed with advanced calculation models for structural analysis applying the program SAFIR.



## Índice

|                        |       |
|------------------------|-------|
| Lista de Figuras ..... | xix   |
| Lista de Tabelas ..... | xxvii |
| Simbologia.....        | xxxix |

### *Capítulo 1. Introdução*..... 3

|  |    |
|--|----|
| 1.1. Âmbito e objetivos .....  | 3  |
| 1.2. Estrutura da dissertação .....  | 4  |
| 1.3. Considerações gerais .....  | 5  |
| 1.3.1. Tipos de perfis estruturais metálicos utilizados .....                  | 5  |
| 1.3.1.1. Perfis laminados a quente .....                                       | 5  |
| 1.3.1.2. Perfis soldados .....   | 6  |
| 1.3.2. Secções transversais de classe 4: conceito de secção efetiva .....      | 7  |
| 1.3.2.1. Classificação das secções transversais .....                          | 8  |
| 1.3.2.2. Determinação da secção efetiva .....                                  | 11 |
| 1.3.3. Relação entre momento de inércia e geometria da secção .....            | 13 |
| 1.3.4. Vantagens de utilização e campo de aplicação .....                      | 14 |
| 1.3.5. Exemplos de estruturas metálicas com elementos de inércia variável..... | 14 |

### *Capítulo 2. Estudos desenvolvidos*..... 19

|  |    |
|--|----|
| 2.1. Método independente do caso de carga..... | 21 |
| 2.2. Método dependente do caso de carga.....   | 22 |
| 2.3. Norma DIN414.....                         | 23 |
| 2.4. Eurocódigo 3: Método Geral .....          | 23 |
| 2.5. Steel Design Guide - 25.....              | 26 |

### *Capítulo 3. Análise global das estruturas*..... 29

|   |    |
|---|----|
| 3.1. Análise de primeira ordem vs. análise de segunda ordem ..... | 29 |
| 3.2. Efeitos da deformada.....                                    | 31 |
| 3.3. Estabilidade das estruturas .....                            | 32 |

|  |           |
|--|-----------|
| 3.3.1. Estabilidade de pórticos.....                                   | 33        |
| 3.4. Imperfeições .....  | 34        |
| 3.4.1. Imperfeições para análise global de pórticos .....              | 35        |
| 3.4.2. Imperfeições para análise de sistemas de contraventamento ..... | 38        |
| <br><b>Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural</b> .....       | <b>41</b> |
| 4.1. Verificação da segurança das secções transversais .....           | 41        |
| 4.2. Verificação da segurança dos elementos .....                      | 46        |
| 4.2.1. Estados Limites Últimos (ELU) .....                             | 46        |
| 4.2.2. Estados Limites de Utilização/Serviço (ELS) .....               | 55        |
| <br><b>Capítulo 5. Resistência ao fogo</b> .....                       | <b>61</b> |
| 5.1. Combinação de acidente.....                                       | 61        |
| 5.2. Qualificações da resistência ao fogo .....                        | 61        |
| 5.3. Análise térmica.....  | 62        |
| 5.3.1. Fator de sombra .....   | 64        |
| 5.4. Análise mecânica.....   | 68        |
| <br><b>Capítulo 6. Caso de estudo</b> .....                            | <b>81</b> |
| 6.1. Descrição do edifício.....  | 81        |
| 6.2. Materiais utilizados .....  | 82        |
| 6.3. Dimensionamento de contraventamentos.....                         | 83        |
| 6.4. Análise de segunda ordem.....                                     | 88        |
| 6.5. Imperfeições no pórtico.....                                      | 88        |
| 6.5.1. Imperfeições globais.....                                       | 89        |
| 6.5.2. Imperfeições locais.....  | 90        |
| 6.6. Verificação da segurança estrutural a temperatura normal .....    | 91        |
| 6.7. Verificação da segurança estrutural em situação de incêndio ..... | 102       |
| 6.8. Modelo numérico - SAFIR.....                                      | 105       |
| 6.8.1. Apoios e restrições .....                                       | 106       |
| 6.8.2. Cargas aplicadas .....  | 106       |



|  |     |
|--|-----|
| 6.8.3. Imperfeições .....  | 107 |
| 6.8.4. Análise de resultados .....                                       | 109 |
| <i>Capítulo 7. Considerações finais</i> .....                            | 117 |
| 7.1. Conclusões .....  | 117 |
| 7.2. Propostas para trabalhos futuros .....                              | 119 |
| <b>Referências bibliográficas</b> .....                                  | 123 |
| <b>Anexos</b> .....  | 129 |
| Anexo A - Quantificação das ações .....                                  | 129 |
| Anexo B - Combinações das ações .....                                    | 145 |
| Anexo C - Classificação das secções transversais .....                   | 149 |
| Anexo D - Propriedades das secções transversais .....                    | 153 |
| Anexo E - Verificação da segurança estrutural a temperatura normal ..... | 157 |
| Anexo E.1 - Verificação da segurança das secções transversais .....      | 157 |
| Anexo E.2 - Verificação da segurança dos elementos .....                 | 165 |



## Lista de Figuras

### Capítulo 1. Introdução

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 1.1</b> - Edifício com elementos estruturais metálicos de inércia variável (Cary, 1997). .....                                 | 5  |
| <b>Figura 1.2</b> - Planificação de cortes em perfis laminados a quente (Fruchtengarte). ...   | 6  |
| <b>Figura 1.3</b> - Características geométricas do perfil (Estruturas Metálicas - Notas de Aula, Instituto Metodista Bennett).. .....    | 7  |
| <b>Figura 1.4</b> - Curvas momento-curvatura para as diversas classes de secção transversal preconizadas pelo EC3 (Martins, 2011). ..... | 8  |
| <b>Figura 1.5</b> - Estádio do Dragão, Porto (Portugal). .....   | 14 |
| <b>Figura 1.6</b> - Rodovia A5, Troyes – Dijon (França) (Portal Met@lica, 2011).....   | 15 |
| <b>Figura 1.7</b> - Chapas de aço da cobertura (Portal Met@lica, 2011).....  | 15 |
| <b>Figura 1.8</b> - Dolce Vita, Braga (Portugal) (www.hipersuper.pt, 2011) . .....   | 16 |

### Capítulo 2. Estudos desenvolvidos

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 2.1</b> - Pilar com inércia variável (Pinto, 1997).....  | 21 |
| <b>Figura 2.2</b> - Pórtico com pilares de inércia variável e viga de inércia constante (Pinto, 1997).....   | 22 |
| <b>Figura 2.3</b> - Procedimento relativo ao Método Geral do EC3-1-1 (Marques, Simões da Silva <i>et al.</i> , 2010). .....  | 25 |
| <b>Figura 2.4</b> - Valores do coeficiente k para um elemento de inércia variável de secção em I, segundo o eixo forte de inércia (Baptista and Muzeau, 1998)..... | 26 |

### Capítulo 3. Análise global das estruturas

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 3.1 - a)</b> Pórtico com efeito “P- $\Delta$ ”; <b>b)</b> Pilares com efeito “P- $\delta$ ” (Martins, 2011). .....  | 30 |
| <b>Figura 3.2 -</b> Comportamento estrutural de acordo com os diferentes níveis de análise (Couto, 2011). .....   | 30 |
| <b>Figura 3.3 -</b> Efeitos da deformação geométrica da estrutura (CEN, 2005).....  | 32 |
| <b>Figura 3.4 -</b> Modos de instabilidade de pórticos (Martins, 2011).....   | 34 |
| <b>Figura 3.5 -</b> Imperfeições globais equivalentes (CEN, 2005).....  | 36 |
| <b>Figura 3.6 - a)</b> Substituição das imperfeições globais por forças equivalentes; <b>b)</b> Substituição das imperfeições locais por forças equivalentes (CEN, 2005). ..... | 37 |
| <b>Figura 3.7 -</b> Força estabilizadora equivalente (CEN, 2005). .....   | 38 |

### Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 4.1 - a)</b> Extremidade rígida; <b>b)</b> Extremidade não rígida.....                       | 50 |
| <b>Figura 4.2 -</b> Secção efetiva do reforço. ....  | 50 |
| <b>Figura 4.3 -</b> Valores do fator $\zeta$ para determinação do momento crítico (Braham, 1997). .... | 55 |
| <b>Figura 4.4 -</b> Representação dos deslocamentos verticais (CEN, 2005). ....                        | 56 |

### Capítulo 5. Resistência ao fogo

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 5.1 -</b> Noção dos três tipos de qualificação da resistência ao fogo (Vila Real, 2003). ....   | 62 |
| <b>Figura 5.2 -</b> Temperatura de um compartimento sujeito à curva de incêndio ISO 834. ....   | 63 |
| <b>Figura 5.3 -</b> Curva de incêndio natural com as fases de incêndio (Vila Real, 2003).63   |    |
| <b>Figura 5.4 -</b> Os diferentes domínios de verificação de segurança para curvas nominais: 1-tempo; 2-resistência e 3-temperatura (Franssen and Vila Real, 2010). . | 69 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 5.5</b> - Relação tensões-extensões para o aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005). ..... | 70 |
|---|----|

## Capítulo 6. Caso de estudo

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 6.1</b> - Respresentação estrutural da nave industrial. ....   | 81 |
| <b>Figura 6.2</b> - Secções transversais correspondentes à base e topo dos pilares, respetivamente.....  | 82 |
| <b>Figura 6.3</b> - <b>a)</b> Representação dos sistemas de contraventamento longitudinais (forças transversais do vento); <b>b)</b> Representação dos sistemas de contraventamento transversais (forças longitudinais do vento) (Hirt, 1979)..... | 84 |
| <b>Figura 6.4</b> - Estrutura da nave industrial contraventada .....   | 84 |
| <b>Figura 6.5</b> - Representação das imperfeições para análise dos sistemas de contraventamento .....   | 86 |
| <b>Figura 6.6</b> - Reprsentação do esforço axial na nave industrial, considerando o vento a 0° com $c_{pi}=+0,2$ .....  | 86 |
| <b>Figura 6.7</b> - Representação estrutural do pórtico em análise com as molas nas extremidades .....   | 87 |
| <b>Figura 6.8</b> - Representação das cargas no sistema de contraventamento longitudinal .....   | 87 |
| <b>Figura 6.9</b> - Representação do efeito da deformada no sistema de contraventamento longitudinal .....   | 88 |
| <b>Figura 6.10</b> - Deformada relativa ao modo 1 de encurvadura para ELU AVB sobrecarga à temperatura normal .....  | 89 |
| <b>Figura 6.11</b> - Representação das imperfeições globais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante a temperatura normal (ELU AVB sobrecarga).....   | 90 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura 6.12</b> - Representação das imperfeições globais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante em situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com $c_{pi}=+0,2$ )..... | 90  |
| <b>Figura 6.13</b> - Representação das imperfeições locais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante a temperatura normal (ELU AVB sobrecarga).....  | 91  |
| <b>Figura 6.14</b> - Representação das imperfeições locais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante em situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com $c_{pi}=+0,2$ ).....  | 91  |
| <b>Figura 6.15</b> - Diagrama do esforço axial para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do esforço no pilar .....   | 92  |
| <b>Figura 6.16</b> - Diagrama do momento fletor para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do momento no pilar.....   | 95  |
| <b>Figura 6.17</b> - Diagrama do esforço axial para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do esforço na viga .....  | 98  |
| <b>Figura 6.18</b> - Diagrama do momento fletor para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do momento na viga .....   | 100 |
| <b>Figura 6.19</b> - Diagrama do esforço axial para situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com $c_{pi}=+0,2$ ) .....   | 102 |
| <b>Figura 6.20</b> - Diagrama do momento fletor para situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com $c_{pi}=+0,2$ ) .....  | 103 |
| <b>Figura 6.21</b> - Nomograma para perfis metálicos não protegidos sujeitos à curva ISO 834 para diferentes valores de $k_{sh} \frac{A_m}{V}$ (Vila Real, 2003) .....   | 104 |
| <b>Figura 6.22</b> - Representação do pórtico com apoios duplos e restrições .....   | 106 |
| <b>Figura 6.23</b> - Representação do pórtico com aplicação das cargas associadas à combinação: ELU AVB sobrecarga.....  | 107 |
| <b>Figura 6.24</b> - Representação do pórtico com aplicação das cargas associadas à combinação de acidente: vento a 0° com $c_{pi} = +0,2$ .....   | 102 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura 6.25</b> - Representação do pórtico com imperfeições iniciais globais para análise a temperatura normal .....     | 107 |
| <b>Figura 6.26</b> - Representação do pórtico com imperfeições iniciais locais para análise a temperatura normal.....       | 108 |
| <b>Figura 6.27</b> - Representação do pórtico com imperfeições iniciais globais para análise a temperatura elevada.....     | 108 |
| <b>Figura 6.28</b> - Representação do pórtico com imperfeições iniciais locais para análise a temperatura elevada.....      | 108 |
| <b>Figura 6.29</b> - Representação do pórtico com apoios, restrições e cargas para análise a temperatura normal .....       | 109 |
| <b>Figura 6.30</b> - Representação dos deslocamentos no pórtico a temperatura normal  | 109 |
| <b>Figura 6.31</b> - Gráfico do deslocamento vertical - razão de carga na cumeeira a temperatura normal .....               | 110 |
| <b>Figura 6.32</b> - Representação das direções das tensões principais no pórtico.....                                      | 110 |
| <b>Figura 6.33</b> - Pormenor das direções das tensões principais na ligação viga-pilar.                                    | 111 |
| <b>Figura 6.34</b> - Representação do pórtico com apoios, restrições e cargas para análise a temperatura elevada .....      | 111 |
| <b>Figura 6.35</b> - Representação dos deslocamentos no pórtico a temperatura elevada                                       | 112 |
| <b>Figura 6.36</b> - Gráfico do tempo - deslocamento horizontal nas zonas de deslocamento máximo a temperatura elevada..... | 113 |
| <b>Figura 6.37</b> - Gráfico do tempo - deslocamento vertical nas zonas de deslocamento máximo a temperatura elevada.....   | 113 |

## Anexo A - Quantificação das ações

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura A.1</b> - Diagrama do esforço transversal considerando uma carga unitária uniformemente distribuída ..... | 129 |
|---|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura A.2 - a)</b> Diagrama do momento fletor considerando a sobrecarga uniformemente distribuída (cobertura plana); <b>b)</b> Diagrama do momento fletor considerando uma carga concentrada unitária (cobertura plana).....   | 133 |
| <b>Figura A.3 -</b> Zonas em paredes verticais (CEN, 2005).....  | 136 |
| <b>Figura A.4 -</b> Zonas em coberturas de duas vertentes (CEN, 2005) .....  | 137 |
| <b>Figura A.5 - a)</b> Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando $c_{pi}=+0,2$ e direção do vento de $0^\circ$ (zonas A a E); <b>b)</b> Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando $c_{pi}=-0,3$ e direção do vento de $0^\circ$ (zonas A a E).....   | 140 |
| <b>Figura A.6 - a)</b> Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando $c_{pi}=+0,2$ e direção do vento de $90^\circ$ (zonas A a E); <b>b)</b> Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando $c_{pi}=-0,3$ e direção do vento de $90^\circ$ (zonas A a E)..... | 140 |
| <b>Figura A.7 - a)</b> Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando $c_{pi}=+0,2$ e direção do vento de $0^\circ$ (zonas D e E); <b>b)</b> Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando $c_{pi}=-0,3$ e direção do vento de $0^\circ$ (zonas D e E).....                       | 141 |
| <b>Figura A.8 - a)</b> Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando $c_{pi}=+0,2$ e direção do vento de $90^\circ$ (zona B); <b>b)</b> Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando $c_{pi}=-0,3$ e direção do vento de $90^\circ$ (zona B).....                               | 141 |
| <b>Figura A.9 -</b> Representação da ação do vento com direção de $0^\circ$ nas madres da cobertura (zonas F e G).....   | 142 |
| <b>Figura A.10 -</b> Representação da ação do vento com direção de $90^\circ$ nas madres da cobertura (zonas F e H).....   | 142 |
| <b>Figura A.11 -</b> Representação da ação do vento com direção de $0^\circ$ na cobertura (zonas G, H, J e I).....   | 142 |
| <b>Figura A.12 -</b> Representação da ação do vento com direção de $90^\circ$ na cobertura (zona H).....   | 143 |



## Anexo D - Propriedades das secções transversais

- Figura D.1** - Secção transversal efetiva devido ao efeito compressivo correspondente ao topo dos pilares/base das vigas (Programa SteelClass). ..... 154
- Figura D.2** - Secção transversal efetiva devido ao efeito fletor correspondente ao topo dos pilares/base das vigas (Programa SteelClass). ..... 156

## Anexo E - Verificação da segurança estrutural a temperatura normal

- Figura E.1** - Diagrama do momento fletor no eixo y-y para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura ..... 157
- Figura E.2** - Diagrama do momento fletor no eixo z-z para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura ..... 158
- Figura E.3** - Diagrama do esforço transversal para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura ..... 158
- Figura E.4** - Diagrama do momento fletor no eixo y-y para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas ..... 159
- Figura E.5** - Diagrama do momento fletor no eixo z-z para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas ..... 159
- Figura E.6** - Diagrama do esforço transversal para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas ..... 160
- Figura E.7** - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor na base do pilar, para ELU AVB sobrecarga ..... 161
- Figura E.8** - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor no topo do pilar, para ELU AVB sobrecarga ..... 162
- Figura E.9** - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor na base da viga, para ELU AVB sobrecarga ..... 163
- Figura E.10** - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor no topo da viga, para ELU AVB sobrecarga ..... 164
- Figura E.11** - Chapa de extremidade no topo dos pilares ..... 167

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura E.12</b> - Secção efetiva do reforço. ....  | 167 |
| <b>Figura E.13</b> - Chapa de extremidade no topo das vigas.....  | 170 |
| <b>Figura E.14</b> - Representação da deformada para combinação rara de ações com ação variável base sobrecarga, enfatizando-se o valor do deslocamento horizontal no pilar. .... | 172 |
| <b>Figura E.15</b> - Representação da deformada para combinação rara de ações com ação variável base sobrecarga, enfatizando-se o valor do deslocamento vertical no pórtico. .... | 173 |

## Lista de Tabelas

### Capítulo 1. Introdução

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 1.1</b> - Relações máximas comprimento-espessura para elementos internos (almas) (CEN, 2005). .....    | 9  |
| <b>Tabela 1.2</b> - Relações máximas comprimento-espessura para banzos em consola (CEN, 2005). .....             | 10 |
| <b>Tabela 1.3</b> - Relações máximas comprimento-espessura em cantoneiras e secções tubulares (CEN, 2005). ..... | 10 |
| <b>Tabela 1.4</b> - Largura efetiva para elementos internos (CEN, 2006). .....                                   | 12 |
| <b>Tabela 1.5</b> - Largura efetiva para elementos salientes (CEN, 2006).....                                    | 13 |

### Capítulo 3. Análise global das estruturas

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 3.1</b> - Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais $e_0/L$ para elementos (CEN, 2005). ..... | 36 |
|---|----|

### Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 4.1</b> - Contribuição da alma $\chi_w$ para a resistência à encurvadura por esforço transversal. ....                                | 48 |
| <b>Tabela 4.2</b> - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (CEN, 2005). ..  | 51 |
| <b>Tabela 4.3</b> - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005). .....  | 52 |
| <b>Tabela 4.4</b> - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005) .....                     | 53 |
| <b>Tabela 4.5</b> - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a expressão (4.48) (CEN, 2005)..... | 53 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 4.6</b> - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (CEN, 2005). ..... | 56 |
|---|----|

## Capítulo 5. Resistência ao fogo

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 5.1</b> - Definição do fator de forma $[A_m/V]_b$ (Franssen and Vila Real, 2010). ..... | 66 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 5.2</b> - Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço carbono a temperaturas elevadas. .... | 71 |
|--|----|

## Capítulo 6. Caso de estudo

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 6.1</b> - Valores das excentricidades $e_0$ para análise dos sistemas de contraventamento. .... | 85 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabela 6.2</b> - Valores das excentricidades $e_0$ para análise do pórtico ..... | 90 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 6.3</b> - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro $\mu_{Rd,N}$ para pilares. .... | 93 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 6.4</b> - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro $\mu_{Rd,M}$ para pilares. .... | 96 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 6.5</b> - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro $\mu_{Rd,N}$ para vigas. .... | 98 |
|--|----|

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabela 6.6</b> - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro $\mu_{Rd,M}$ para vigas. .... | 101 |
|--|-----|

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tabela 6.7</b> - Resultados relativos ao cálculo iterativo da temperatura crítica $\theta_{cr,d}$ considerando encurvadura composta fora do plano nos pilares..... | 103 |
|---|-----|

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabela 6.8</b> - Resultados relativos ao cálculo iterativo da temperatura crítica $\theta_{cr,d}$ considerando encurvadura composta fora do plano nas vigas. .... | 104 |
|--|-----|

## Anexo A - Quantificação das ações

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabela A.1</b> - Categorias e parâmetros do terreno (CEN, 2005) .....   | 134 |
| <b>Tabela A.2</b> - Valores da velocidade de referência do vento conforme a zona.....  | 135 |
| <b>Tabela A.3</b> - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (CEN, 2005) ..... | 136 |
| <b>Tabela A.4</b> - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (CEN, 2005) .....   | 137 |
| <b>Tabela A.5</b> - Valores dos coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais para direção do vento a 0° .....                              | 139 |
| <b>Tabela A.6</b> - Valores dos coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais para direção do vento a 90° .....                             | 139 |
| <b>Tabela A.7</b> - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura para direção do vento a 0° .....                                       | 141 |
| <b>Tabela A.8</b> - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura para direção do vento a 90° .....                                      | 142 |

## Anexo B - Combinações das ações

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tabela B.1</b> - Valores recomendados para os coeficientes de segurança (CEN, 2002). ..... | 145 |
|---|-----|



## Simbologia

### Capítulo 1. Introdução

|               |  |       |
|---------------|--|-------|
| $b_{eff}$     | Largura efetiva                                      | [m]   |
| $b_f$         | Largura do banzo do perfil                           | [m]   |
| $c$           | Largura ou altura de parte de uma secção transversal | [m]   |
| $d$           | Altura do perfil                                     | [m]   |
| $e_c$         | Espessura do cordão de soldadura                     | [m]   |
| $f_y$         | Tensão de cedência                                   | [kPa] |
| $h$           | Altura da alma do perfil                             | [m]   |
| $k_\sigma$    | Fator de encurvadura de uma placa                    | -     |
| $t$           | Espessura  | [m]   |
| $t_f$         | Espessura do banzo do perfil                         | [m]   |
| $t_w$         | Espessura da alma do perfil                          | [m]   |
| $\alpha$      | Zona comprimida de parte de uma secção transversal   | -     |
| $\varepsilon$ | Fator que depende de $f_y$                           | -     |
| $\rho$        | Fator de redução                                     | -     |
| $\sigma_{cr}$ | Tensão crítica de encurvadura                        | [kPa] |
| $\psi$        | Relação entre tensões ou extensões                   | -     |

### Capítulo 2. Estudos desenvolvidos

|             |  |                   |
|-------------|--|-------------------|
| $I_A$       | Momento de inércia na secção A             | [m <sup>4</sup> ] |
| $I_B$       | Momento de inércia na secção B             | [m <sup>4</sup> ] |
| $I_e$       | Momento de inércia equivalente             | [m <sup>4</sup> ] |
| $I_m; I'_m$ | Momento de inércia médio do pilar/montante | [m <sup>4</sup> ] |
| $I'_t$      | Momento de inércia da viga/travessa        | [m <sup>4</sup> ] |
| $K'$        | Constantes ou invariantes de forma         | -                 |

|                                    |   |       |
|------------------------------------|---|-------|
| $k$                                | Coeficiente que tem em conta o efeito da redução gradual do elemento              | -     |
| $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$   | Fatores de interação  | -     |
| $l$                                | Largura do pórtico  | [m]   |
| $M_B, M_D$                         | Momentos fletores no topo dos pilares do pórtico                                  | [kNm] |
| $M_{y,Ed}; M_{z,Ed}$               | Momentos fletores atuantes em torno de y e z                                      | [kNm] |
| $M_{y,Rk}; M_{z,Rk}$               | Momentos fletores resistentes característicos em torno de y e z                   | [kNm] |
| $N_{bmin,Rd}$                      | Valor de esforço resistente à encurvadura considerando o elemento uniforme        | [kN]  |
| $N_{btap,Rd}$                      | Valor do esforço resistente à encurvadura do elemento não uniforme                | [kN]  |
| $N_{Ed}$                           | Esforço axial atuante   | [kN]  |
| $\alpha, \beta'$                   | Relação entre inércias  | -     |
| $\alpha_{ult,k}$                   | Valor mínimo do fator de ampliação  | -     |
| $\gamma_{M1}$                      | Fator parcial de segurança  | -     |
| $\chi_{LT}$                        | Fator de redução devido à encurvadura lateral                                     | -     |
| $\chi_{op}$                        | Fator de redução calculado para a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op}$      | -     |
| $\chi_y, \chi_z$                   | Fatores de redução devido à encurvadura por flexão em torno de y e z              | -     |
| $\Delta M_{y,Ed}; \Delta M_{z,Ed}$ | Momentos fletores devido à variação do centro de gravidade em secções de classe 4 | [kNm] |

### Capítulo 3. Análise global das estruturas

|          |   |                   |
|----------|---|-------------------|
| $A$      | Área da secção transversal do perfil                      | [m <sup>2</sup> ] |
| $e_0$    | Amplitude da imperfeição do elemento                      | [m]               |
| $F_{Ed}$ | Valor de cálculo da carga que atua na estrutura           | [kN]              |
| $F_{cr}$ | Valor crítico da carga associado à instabilidade elástica | [kN]              |



|                 |   |       |
|-----------------|---|-------|
| $h$             | Altura do pórtico ou do piso  | [m]   |
| $H_{Ed}$        | Valor de cálculo da carga horizontal total  | [kN]  |
| $L$             | Comprimento do elemento   | [m]   |
| $m$             | Número de colunas num alinhamento   | -     |
| $M_{Ed}$        | Valor de cálculo do momento fletor atuante  | [kNm] |
| $N_{Ed}$        | Valor de cálculo do esforço normal atuante  | [kN]  |
| $V_{Ed}$        | Valor de cálculo da carga vertical total  | [kN]  |
| $\alpha_{cr}$   | Fator pelo qual as ações de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global   | -     |
| $\alpha_h$      | Coeficiente de redução para tomar em consideração a altura $h$ do pórtico   | -     |
| $\alpha_m$      | Coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento   | -     |
| $\delta_{H,Ed}$ | Deslocamento horizontal no topo do piso ou pilar do pórtico, quando se considera um carregamento definido pelos valores de cálculo das ações horizontais e das cargas horizontais fictícias | [m]   |
| $\delta_q$      | Deslocamento de um sistema de contraventamento no seu plano   | [m]   |
| $\varphi$       | Imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade   | [rad] |
| $\varphi_0$     | Valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade  | [rad] |

#### Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural

|           |   |                   |
|-----------|---|-------------------|
| $a$       | Relação entre a área da alma e a área bruta da secção transversal                                   | -                 |
| $a$       | Distância entre reforços transversais relativa à verificação da encurvadura por esforço transversal | [m]               |
| $a, b, c$ | Valores para determinar o fator $\zeta$   | -                 |
| $A$       | Área da secção transversal  | [m <sup>2</sup> ] |

|             |   |         |
|-------------|---|---------|
| $A_{eff}$   | Área efetiva da secção transversal  | $[m^2]$ |
| $A_f$       | Área do banzo   | $[m^2]$ |
| $A_{net}$   | Área útil da secção transversal   | $[m^2]$ |
| $A_v$       | Área da secção resistente ao esforço transversal  | $[m^2]$ |
| $A_w$       | Área da alma  | $[m^2]$ |
| $b$         | Largura da secção transversal   | $[m]$   |
| $b$         | Altura da alma relativa à verificação da encurvadura por esforço transversal                        | $[m]$   |
| $e_{N,y}$   | Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo y-y | $[m]$   |
| $e_{N,z}$   | Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo z-z | $[m]$   |
| $E$         | Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young  | $[kPa]$ |
| $f_y$       | Tensão de cedência  | $[kPa]$ |
| $f_u$       | Tensão última   | $[kPa]$ |
| $G$         | Módulo de elasticidade transversal  | $[kPa]$ |
| $h$         | Altura da secção transversal  | $[m]$   |
| $h_w$       | Altura da alma  | $[m]$   |
| $h_1$       | Altura da alma da menor secção transversal  | $[m]$   |
| $h_2$       | Altura da alma da maior secção transversal  | $[m]$   |
| $I$         | Momento de inércia  | $[m^4]$ |
| $I_{eff}$   | Momento de inércia efetivo  | $[m^4]$ |
| $I_{st}$    | Momento de inércia do reforço em relação ao plano médio da alma                                     | $[m^4]$ |
| $k_\tau$    | Coeficiente de encurvadura por esforço transversal  | -       |
| $L$         | Comprimento do elemento   | $[m]$   |
| $M_{cr}$    | Momento crítico   | $[kNm]$ |
| $M_{c,Rd}$  | Valor de cálculo do momento fletor resistente   | $[kNm]$ |
| $M_{el,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico  | $[kNm]$ |
| $M_{Ed}$    | Valor de cálculo do momento fletor atuante  | $[kNm]$ |

|             |   |                   |
|-------------|---|-------------------|
| $M_{f,Rd}$  | Valor do momento fletor resistente considerando apenas a contribuição dos banzos                                | [kNm]             |
| $M_{f,Rk}$  | Valor característico do momento fletor resistente considerando apenas a contribuição dos banzos                 | [kNm]             |
| $M_{N,Rd}$  | Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal                     | [kNm]             |
| $M_{pl,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico  | [kNm]             |
| $M_{V,Rd}$  | Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço transversal                | [kNm]             |
| $M_{y,Ed}$  | Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y   | [kNm]             |
| $M_{y,Rk}$  | Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y   | [kNm]             |
| $M_{z,Ed}$  | Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z   | [kNm]             |
| $n$         | Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico                          | -                 |
| $N_{cr}$    | Carga crítica de Euler  | [kN]              |
| $N_{Ed}$    | Valor de cálculo do esforço normal atuante  | [kN]              |
| $N_{pl,Rd}$ | Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta  | [kN]              |
| $N_{Rk}$    | Valor característico da resistência à compressão  | [kN]              |
| $N_{t,Rd}$  | Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração   | [kN]              |
| $N_{u,Rd}$  | Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação                | [kN]              |
| $r$         | Raio de concordância  | [m]               |
| $S$         | Momento estático  | [m <sup>3</sup> ] |
| $t$         | Espessura   | [m]               |
| $t_f$       | Espessura do banzo  | [m]               |
| $t_w$       | Espessura da alma   | [m]               |
| $V_{b,Rd}$  | Valor do esforço resistente à encurvadura por esforço transversal   | [kN]              |
| $V_{bf,Rd}$ | Valor do esforço resistente à encurvadura por esforço transversal considerando apenas a contribuição dos banzos | [kN]              |

|                  |  |                   |
|------------------|--|-------------------|
| $V_{bw,Rd}$      | Valor do esforço resistente à encurvadura por esforço transverso considerando apenas a contribuição da alma  | [kN]              |
| $V_{c,Rd}$       | Valor de cálculo do esforço transverso resistente  | [kN]              |
| $V_{Ed}$         | Valor de cálculo do esforço transverso atuante   | [kN]              |
| $V_{pl,Rd}$      | Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico   | [kN]              |
| $W_{eff,min}$    | Módulo de flexão mínimo de uma secção efetiva  | [m <sup>3</sup> ] |
| $W_{el,min}$     | Módulo de flexão elástico mínimo   | [m <sup>3</sup> ] |
| $W_{pl}$         | Módulo de flexão plástico  | [m <sup>3</sup> ] |
| $\alpha$         | Fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos   | -                 |
| $\alpha$         | Parâmetro que relaciona as alturas $h_1$ e $h_2$ relativo à encurvadura composta fora do plano   | -                 |
| $\alpha, \beta$  | Parâmetros para tomar em consideração o efeito de flexão desviada  | -                 |
| $\delta_0$       | Contra-flecha da viga no estado não carregado  | [m]               |
| $\delta_1$       | Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação  | [m]               |
| $\delta_2$       | Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis                                  | [m]               |
| $\delta_{lim}$   | Valor limite recomendado para os deslocamentos   | [m]               |
| $\varepsilon$    | Fator que depende de $f_y$   | -                 |
| $\eta$           | Coefficiente para cálculo da área de corte   | -                 |
| $\bar{\eta}_1$   | Relação entre o valor do momento fletor atuante e o valor do momento fletor resistente plástico  | -                 |
| $\bar{\eta}_3$   | Relação entre o valor do esforço transverso atuante e o valor da resistência à encurvadura por esforço transverso considerando apenas a contribuição da alma | -                 |
| $\varphi_z$      | Valor para determinação do coeficiente de redução $\chi_z$   | -                 |
| $\varphi_{LT,z}$ | Valor para determinação do coeficiente de redução $\chi_{LT,z}$  | -                 |
| $\gamma_{M0}$    | Coefficiente de segurança parcial para resistência de secções transversais   | -                 |
| $\gamma_{M1}$    | Coefficiente de segurança parcial para resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura   | -                 |

|                        |  |       |
|------------------------|--|-------|
| $\gamma_{M2}$          | Coeficiente de segurança parcial para resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação | -     |
| $\bar{\lambda}_{LT,z}$ | Parâmetro que relaciona $\mu_{cr,M}$ e $\mu_{Rd,M}$  | -     |
| $\bar{\lambda}_w$      | Esbelteza para cálculo do fator de redução $\chi_w$  | -     |
| $\bar{\lambda}_z$      | Parâmetro que relaciona $\mu_{cr,N}$ e $\mu_{Rd,N}$  | -     |
| $\mu_{cr,M}$           | Parâmetro que relaciona o momento crítico com o valor do momento fletor atuante  | -     |
| $\mu_{cr,N}$           | Parâmetro que relaciona a carga crítica de Euler com o valor do esforço normal atuante                                       | -     |
| $\mu_{Rd,M}$           | Parâmetro que relaciona o valor do momento fletor resistente com o valor do momento fletor atuante                           | -     |
| $\mu_{Rd,N}$           | Parâmetro que relaciona o valor do esforço normal resistente com o valor do esforço normal atuante                           | -     |
| $\nu$                  | Coeficiente de Poisson   | -     |
| $\xi$                  | Fator corretivo do momento crítico   | -     |
| $\tau_{cr}$            | Tensão crítica de corte  | [kPa] |
| $\tau_{Ed}$            | Valor de cálculo da tensão tangencial local atuante  | [kPa] |
| $\chi$                 | Parâmetro para determinação do fator $\zeta$   | -     |
| $\chi_f$               | Fator de redução relativo à contribuição do banzo  | -     |
| $\chi_{LT,z}$          | Fator de redução para a encurvadura lateral relativa ao eixo z-z   | -     |
| $\chi_w$               | Fator de redução relativo à contribuição da alma   | -     |
| $\chi_z$               | Fator de redução para a encurvadura por flexão relativa ao eixo z-z  | -     |
| $\psi$                 | Razão entre os valores dos momentos fletores nas extremidades do elemento  | -     |

## Capítulo 5. Resistência ao fogo

|         |  |                    |
|---------|--|--------------------|
| $A_m/V$ | Fator de massividade da secção transversal do perfil | [m <sup>-1</sup> ] |
|---------|--|--------------------|

|                                 |   |                        |
|---------------------------------|---|------------------------|
| $[A_m/V]_b$                     | Fator de forma considerando o perfil com proteção em caixão                               | $[m^{-1}]$             |
| $A_m$                           | Área do perfil exposta ao fogo por unidade de comprimento                                 | $[m^2/m]$              |
| $A_p/V$                         | Fator de massividade da secção transversal do perfil protegido                            | $[m^{-1}]$             |
| $A_p$                           | Área do material de proteção contra incêndio por unidade de comprimento do elemento       | $[m^2/m]$              |
| $c_a$                           | Calor específico do aço   | $[J/kgK]$              |
| $c_p$                           | Calor específico do material de proteção  | $[J/kgK]$              |
| $d_p$                           | Espessura do material de proteção   | $[m]$                  |
| $E$                             | Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young à temperatura normal               | $[kPa]$                |
| $E_\theta$                      | Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young em situação de incêndio            | $[kPa]$                |
| $E_d$                           | Valor de cálculo do efeito das ações à temperatura ambiente                               | $[kN \text{ ou } kNm]$ |
| $E_{fi,d}$                      | Valor de cálculo do efeito das ações a alta temperatura                                   | $[kN \text{ ou } kNm]$ |
| $f_{0.2p,\theta}$               | Tensão de cedência em situação de incêndio para secções transversais da classe 4          | $[kPa]$                |
| $f_y$                           | Tensão de cedência à temperatura normal   | $[kPa]$                |
| $f_{y,\theta}$                  | Tensão de cedência em situação de incêndio para secções transversais das classes 1, 2 e 3 | $[kPa]$                |
| $\dot{h}_{net,c}$               | Densidade de fluxo de calor por convecção   | $[W/m^2]$              |
| $\dot{h}_{net,d}$               | Densidade de fluxo de calor por unidade de área   | $[W/m^2]$              |
| $\dot{h}_{net,r}$               | Densidade de fluxo de calor por radiação  | $[W/m^2]$              |
| $k_{E,\theta}$                  | Fator de redução relativo ao módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young       | -                      |
| $k_{sh}$                        | Fator de correção para o efeito de sombra   | -                      |
| $k_{y,\theta}; k_{0.2p,\theta}$ | Fatores de redução relativos à tensão de cedência   | -                      |
| $k_{y,\theta,web}$              | Fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura $\theta_{web}$            | -                      |

|                      |  |                      |
|----------------------|--|----------------------|
| $M_{fi,t,Rd}$        | Valor de cálculo do momento fletor resistente em situação de incêndio  | [kNm]                |
| $M_{N,fi,Rd}$        | Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal em situação de incêndio      | [kNm]                |
| $M_{V,fi,Rd}$        | Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço transversal em situação de incêndio | [kNm]                |
| $N_{fi,Rd}$          | Valor de cálculo do esforço normal resistente em situação de incêndio  | [kN]                 |
| $R_{fi,d}$           | Valor de cálculo da resistência em situação de incêndio  | [kN ou kNm]          |
| $R_{fi,d,0}$         | Valor de cálculo da resistência à temperatura normal utilizando os coeficientes parciais em situação de incêndio         | [kN ou kNm]          |
| $t$                  | Tempo  | [min]                |
| $t_{fi,d}$           | Valor de dimensionamento da resistência ao fogo  | [min]                |
| $t_{fi,req}$         | Tempo de resistência ao fogo regulamentar  | [min]                |
| $V$                  | Volume do perfil por unidade de comprimento  | [m <sup>3</sup> /m]  |
| $V_{fi,t,Rd}$        | Valor de cálculo do esforço transversal resistente em situação de incêndio   | [kN]                 |
| $\alpha$             | Fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos em situação de incêndio                                 | -                    |
| $\alpha_c$           | Coeficiente de convecção   | [W/m <sup>2</sup> K] |
| $\gamma_{M,fi}$      | Coeficiente parcial de segurança em situação de incêndio   | -                    |
| $\Delta t$           | Intervalo de tempo   | [min]                |
| $\Delta\theta_{a,t}$ | Aumento da temperatura num perfil  | [°C]                 |
| $\Delta\theta_{g,t}$ | Temperatura ambiente   | [°C]                 |
| $\varepsilon_\theta$ | Parâmetro que depende de $f_y$ em situação de incêndio   | -                    |
| $\varepsilon_f$      | Emissividade relativa ao compartimento de incêndio   | -                    |
| $\varepsilon_m$      | Emissividade relativa ao material que compõe a superfície do elemento  | -                    |
| $\eta_{fi}$          | Fator de redução   | -                    |

|                               |   |           |
|-------------------------------|---|-----------|
| $\theta_{a,d}$                | Valor de cálculo da temperatura do aço  | [°C]      |
| $\theta_{cr,d}$               | Valor de cálculo da temperatura crítica   | [°C]      |
| $\theta_g$                    | Temperatura dos gases no compartimento de incêndio  | [°C]      |
| $\theta_m$                    | Temperatura na superfície do perfil metálico  | [°C]      |
| $\theta_r$                    | Temperatura de radiação na vizinhança do perfil metálico  | [°C]      |
| $\theta_{web}$                | Valor de cálculo da temperatura na alma do perfil   | [°C]      |
| $\kappa_1; \kappa_2$          | Fatores de adaptação  | -         |
| $\bar{\lambda}_{LT,z,\theta}$ | Esbelteza normalizada associada à encurvadura lateral em situação de incêndio                     | -         |
| $\lambda_p$                   | Condutibilidade térmica do material de proteção   | [W/mK]    |
| $\bar{\lambda}_{z,\theta}$    | Esbelteza normalizada associada à encurvadura por flexão em situação de incêndio                  | -         |
| $\rho_a$                      | Peso volúmico do aço  | [kg/m³]   |
| $\rho_p$                      | Peso volúmico do material de proteção   | [kg/m³]   |
| $\sigma$                      | Constante de Stephan-Boltzmann  | [W/m² K⁴] |
| $\varphi_{LT,z,\theta}$       | Valor para determinação do coeficiente de redução $\chi_{LT,z,fi}$                                | -         |
| $\varphi_{z,\theta}$          | Valor para determinação do coeficiente de redução $\chi_{z,fi}$                                   | -         |
| $\phi$                        | Quantidade de calor armazenada na proteção  | -         |
| $\Phi$                        | Fator de configuração   | -         |
| $\chi_{LT,z,fi}$              | Coeficiente de redução para a encurvadura lateral relativa ao eixo z-z em situação de incêndio    | -         |
| $\chi_{z,fi}$                 | Coeficiente de redução para a encurvadura por flexão relativa ao eixo z-z em situação de incêndio | -         |

## Capítulo 6. Caso de estudo

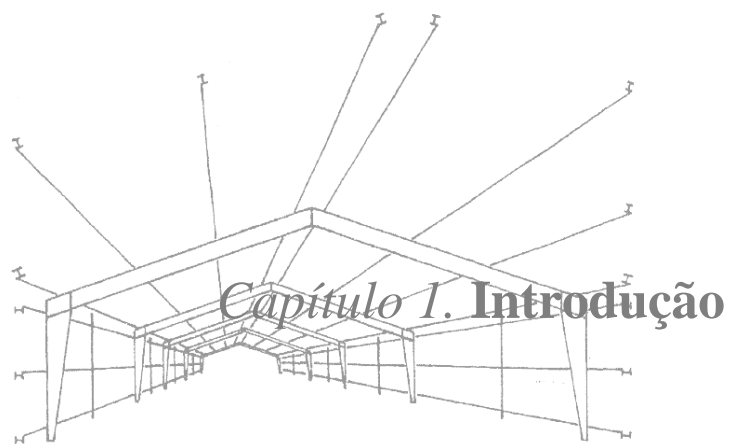
A simbologia relativa a este capítulo engloba a simbologia apresentada nos capítulos anteriores.



## Anexos

|                |   |                        |
|----------------|---|------------------------|
| $c_0$          | Fator orográfico  | -                      |
| $c_{dir}$      | Fator relativo à direção do vento   | -                      |
| $c_{pe}$       | Coeficiente de pressão externa  | -                      |
| $c_{pe,1}$     | Coeficiente de pressão externa local  | -                      |
| $c_{pe,10}$    | Coeficiente de pressão externa global                                       | -                      |
| $c_{pi}$       | Coeficiente de pressão interna  | -                      |
| $c_r$          | Fator de rugosidade   | -                      |
| $c_{seson}$    | Fator relativo à época do ano   | -                      |
| $I_v(z)$       | Intensidade de turbulência do vento para uma altura $z$                     | -                      |
| $k_1$          | Fator de turbulência  | -                      |
| $k_r$          | Fator do terreno  | -                      |
| $q_p$          | Pressão para a velocidade de pico do vento                                  | $[kN/m^2]$             |
| $V_b$          | Velocidade básica do vento  | $[m/s]$                |
| $V_{b,0}$      | Velocidade de referência do vento   | $[m/s]$                |
| $V_m(z)$       | Velocidade média do vento   | $[m/s]$                |
| $S_{Gik}$      | Esforço resultante de uma ação permanente                                   | $[kN \text{ ou } kNm]$ |
| $S_{Q1k}$      | Esforço resultante de uma ação variável considerada como base da combinação | $[kN \text{ ou } kNm]$ |
| $S_{Qjk}$      | Esforço resultante de uma ação variável diferente da ação base              | $[kN \text{ ou } kNm]$ |
| $w_e$          | Pressão externa   | $[kN/m^2]$             |
| $w_i$          | Pressão interna   | $[kN/m^2]$             |
| $z$            | Altura do edifício  | $[m]$                  |
| $z_{0,II}$     | Parâmetro que tem em conta a rugosidade do terreno da categoria II          | $[m]$                  |
| $z_{min}; z_0$ | Valores dependentes da rugosidade do terreno                                | $[m]$                  |

|                        |   |            |
|------------------------|---|------------|
| $\rho$                 | Densidade do ar   | $[kg/m^3]$ |
| $\psi_{0j}, \psi_{2j}$ | Coeficientes correspondentes à ação variável de ordem j | -          |
| $\gamma_{gi}$          | Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes  | -          |
| $\gamma_q$             | Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis    | -          |
| $\psi_1$               | Valor frequente (ação variável base)                    | -          |
| $\psi_2$               | Valor quase-permanente (outras ações variáveis)         | -          |



## Capítulo 1. Introdução



## Capítulo 1. Introdução

### 1.1. Âmbito e objetivos

Em Portugal, as estruturas metálicas são quase exclusivamente utilizadas na construção de edifícios para fins de natureza industrial ou comercial. Recentemente, tem-se observado a utilização de estruturas metálicas em obras de grande prestígio e impacto visual e, ainda, no âmbito da construção mista com o trabalho conjunto com o betão armado (Camotim, Basaglia *et al.*, 2010). De mais rara utilização são estruturas metálicas destinadas a habitação ou escritórios. Existem várias razões para este facto, no entanto, a mais relevante deve-se ao elevado custo deste tipo de solução estrutural, não só pelo aço como também pela proteção contra incêndio que este material necessita, devida à sua elevada condutibilidade térmica.

No entanto, é necessário privilegiar as várias vantagens das estruturas metálicas em relação aos outros tipos de estruturas, tais como, possibilidade de execução de obras com vãos maiores, menor perda de área útil, menor custo em fundações, maior rapidez de execução, maior facilidade de montagem e menor preço de transporte, execução de acréscimos e reforços sem grandes dificuldades e possibilidade de desmontagem para uso posterior. Esta dissertação vem atenuar o conceito distorcido de custo elevado, informando acerca dos benefícios da utilização de elementos de inércia variável, que para além do aproveitamento de todas as vantagens da adoção de estruturas metálicas, minimiza o custo associado às mesmas.

Apesar de ser um tipo de solução recentemente empregue sem metodologias de verificação estrutural específicas e simplificadas até à data, nesta dissertação explica-se detalhadamente, exemplificando com um caso de estudo respeitante a uma nave industrial, as metodologias a utilizar para verificação da segurança estrutural de elementos de inércia variável a temperatura normal e em situação de incêndio. Seguem-se as formulações expressas no Eurocódigo 3 (EC3) – Projeto de estruturas de aço para verificar a segurança das secções transversais de cada elemento e, completando com as metodologias de Marc Braham, para verificar a estabilidade dos elementos.

## **1.2. Estrutura da dissertação**

Esta dissertação encontra-se organizada em oito capítulos. Seguidamente, apresenta-se o conteúdo global de cada um deles.

No presente capítulo, *Capítulo 1. Introdução*, citam-se os objetivos que se pretendem alcançar com este trabalho e referem-se as inúmeras vantagens da utilização e o campo de aplicação dos elementos estruturais metálicos de inércia variável, bem como os perfis estruturais utilizados neste tipo de elementos. Visto serem, geralmente, elementos com secção transversal de classe 4, explicar-se-á as diferentes classes de secção existentes e o conceito e determinação de largura efetiva para o caso especial deste tipo de classe de secção transversal.

No *Capítulo 2. Estudos desenvolvidos* apresenta-se a compilação de toda a informação pesquisada até à data relativa aos métodos e modelos utilizados para contributo ao estudo deste tema.

Seguidamente, no *Capítulo 3. Análise global das estruturas* são distinguidos os conceitos de análise de primeira ordem e análise de segunda ordem e citadas as imperfeições a ter em conta na análise estrutural.

No *Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural* são referidas metodologias para verificação da segurança das secções transversais dos elementos e dos respetivos elementos, de acordo com as especificações expressas no EC3.

No *Capítulo 5. Resistência ao fogo* explica-se as análises térmica e mecânica a efetuar em elementos metálicos de inércia variável.

Com o auxílio do programa SAP e no âmbito da exemplificação de aplicação das metodologias de verificação de segurança estrutural, descreve-se no *Capítulo 6. Caso de estudo*, um caso de estudo respeitante a uma nave industrial. De modo a evitar a verificação da segurança relativamente à estabilidade dos elementos no seu plano, procede-se a uma análise estrutural de segunda ordem. Através do programa SAFIR, analisa-se a estrutura a temperatura normal e em situação de incêndio, comparando os resultados com os valores obtidos analiticamente.

O *Capítulo 7. Considerações finais* refere a importância económica da adoção deste tipo de solução estrutural e o fator de resistência e valor estético que este tipo de estrutura

acarreta e tem vindo a desenvolver nos últimos tempos. Neste capítulo são indicadas algumas propostas para trabalhos futuros.

Finalmente nos **Anexos** podem-se encontrar as ações e combinações de ações consideradas no caso de estudo referido no Capítulo 6, bem como todos os cálculos efetuados relativamente à determinação das classes e propriedades das secções transversais e análise estrutural das mesmas e dos elementos que constituem a nave industrial.

### 1.3. Considerações gerais

Em construção metálica apresentam-se com bastante frequência, nomeadamente em edifícios comerciais e industriais, situações de dimensionamento de sistemas estruturais onde os esforços que atuam numa determinada secção de um elemento estrutural são de grande intensidade e apresentam uma forte variação ao longo da diretriz deste e/ou onde é necessário vencer grandes vãos. Neste contexto, é possível e benéfico a utilização de elementos estruturais metálicos de inércia variável dimensionados de forma a proporcionar adequada resistência e estabilidade com o mínimo de peso possível (Figura 1.1).

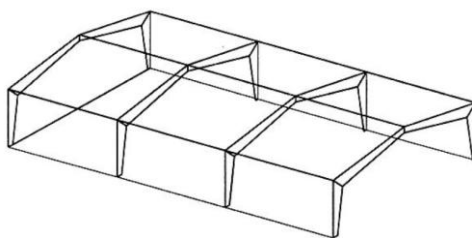


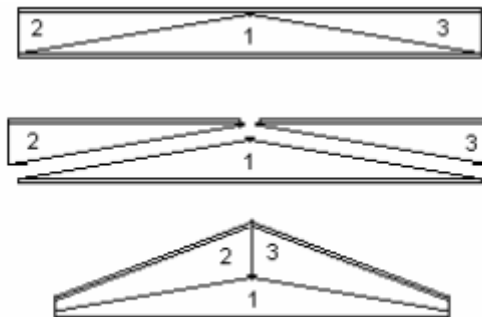
Figura 1. 1 - Edifício com elementos estruturais metálicos de inércia variável (Cary, 1997).

#### 1.3.1. Tipos de perfis estruturais metálicos utilizados

##### 1.3.1.1. Perfis laminados a quente

As estruturas metálicas são, em grande parte, constituídas por peças lineares que possuem elevada ductilidade. A laminação consiste no pré-aquecimento e deformação do produto recebido do lingotamento (processo pelo qual o metal fundido é solidificado num produto semiacabado no formato de placa) pela passagem sobre pressão em laminadores cilíndricos, reduzindo a sua espessura até à medida desejada para comercialização (Gaylord *et al*, 1992 ; Simões, 2007).

Para elementos estruturais metálicos de inércia variável são frequentemente utilizados este tipo de perfis, sujeitando-os a processos de corte de maneira a obter a geometria pretendida, como se pode observar na Figura 1.2.



**Figura 1. 2 - Planificação de cortes em perfis laminados a quente (Fruchtengarte).**

É de realçar que, após a laminação, conforme o grau de exposição da chapa ou do perfil laminado a diferentes velocidades de arrefecimento, ocorre o aparecimento de tensões permanentes nas secções que recebem o nome de tensões residuais. Em chapas, por exemplo, as extremidades arrefecem mais rapidamente do que a região central, contraindo. Quando a região central arrefece, as extremidades já solidificadas, impedem-na de se contrair livremente. As zonas que arrefecem mais rapidamente têm tensões de compressão e as que arrefecem mais lentamente, tensões de tração. Desta forma, a presença de tensões residuais faz com que a secção comece a plastificar progressivamente, antes que a peça atinja a sua plena carga de plastificação, ou seja, ocorre uma redução do limite de proporcionalidade que passa a ser:  $f_p = f_y - f_r$  ( $f_r$ =tensão residual máxima). Note-se que as operações executadas posteriormente, nas fábricas de estruturas metálicas (soldagem, corte com maçarico,...) também provocam o surgimento de tensões residuais (Smith, 1996; Palma, 2007).

#### **1.3.1.2. Perfis soldados**

Os perfis soldados são obtidos pelo corte, composição e soldadura de chapas planas de aço, permitindo grande variedade de formas e dimensões de secções. Estes perfis são utilizados quando se pretende obter secções não comerciais ou variáveis, como é o caso



dos elementos estruturais em estudo nesta dissertação (exemplifica-se mais adiante a relação entre secção e inércia variáveis).

Apresenta-se na Figura 1.3, as características geométricas dos perfis.

- $d$  [m] altura do perfil
- $b_f$  [m] largura do banzo
- $t_w$  [m] espessura da alma
- $t_f$  [m] espessura do banzo
- $h$  [m] altura da alma
- $e_c$  [m] espessura do cordão de soldadura

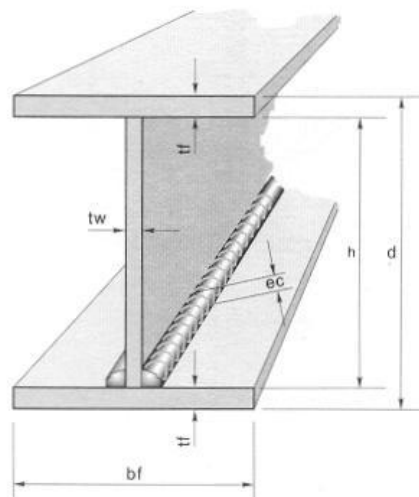


Figura 1.3 - Características geométricas do perfil (Estruturas Metálicas - Notas de Aula, Instituto Metodista Bennett).

### 1.3.2. Secções transversais de classe 4: conceito de secção efetiva

Os elementos estruturais metálicos de inércia variável são maioritariamente de classe 4, devido à grande esbelteza (relação entre comprimento e espessura,  $c/t$ ) relacionada com a espessura reduzida que os caracteriza especialmente na alma. O perfil metálico, sujeito a um momento fletor atuante de grande intensidade correspondente a um binário de forças, requer uma alma de comprimento considerável daí, também, a elevada esbelteza. As secções de classe 4 são caracterizadas por fenómenos de instabilidade local. Não sendo atingido o momento resistente elástico, não ocorre desenvolvimento de toda a capacidade elástica resistente da secção. Tal como expresso no EC3-1-1, é preciso avaliar a resistência com base na determinação de uma secção efetiva reduzida. Esta consideração faz-se através de uma dedução das zonas de secção suscetíveis de instabilidade local (Simões, 2007). Para uma melhor compreensão é importante referir que tipo de classes de secções transversais existem e como se verifica a classe de uma secção.

### 1.3.2.1. Classificação das secções transversais

A classificação de uma secção está relacionada com a sua resistência e capacidade de rotação quando submetida a tensões normais. Esta classificação destina-se a avaliar a capacidade de rotação da secção, na possibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local (Simões, 2007; Martins, 2011; Simões, 2010). Segundo o EC3-1-1, as secções classificam-se em quatro classes:

- Secções de classe 1: são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem diminuição da sua resistência.
- Secções de classe 2: são aquelas que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.
- Secções de classe 3: são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido.
- Secções de classe 4: são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou em mais partes da secção transversal.

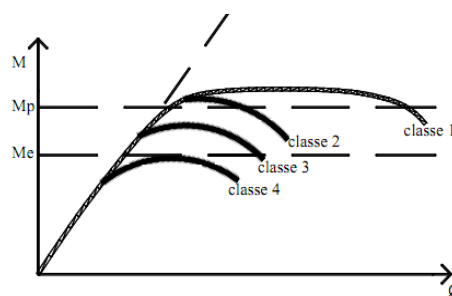


Figura 1. 4 - Curvas momento-curvatura para as diversas classes de secção transversal preconizadas pelo EC3 (Martins, 2011).

A classificação de uma determinada secção depende da esbelteza geométrica (relação entre a largura e a espessura) dos elementos comprimidos, da classe do aço, do tipo de

perfil (laminados ou soldados) e da posição da fibra neutra plástica para as classes 1 e 2 e da fibra neutra elástica para a classe 3. Por outro lado, uma secção que, segundo o EC3, não consiga ser abrangida pelas restrições da classe 3 será considerada de classe 4 (Ramos, 1993; Simões, 2007; Martins, 2011). A classificação de uma secção será geralmente obtida pela classe mais elevada (mais desfavorável) dos elementos comprimidos. Existem, no entanto, algumas exceções ao procedimento geral: uma secção com a alma da classe 3 e com os banzos das classes 1 ou 2 pode ser classificada como uma secção da classe 2, se for adotada uma área efetiva reduzida para a alma, de acordo com a cláusula 6.2.2.4 do EC3-1-1; numa secção com alma que apenas contribui para a resistência ao esforço transversal, a secção pode ser classificada apenas em função dos banzos, considerando exclusivamente secções das classes 2, 3 ou 4 (Simões, 2007). Nas Tabelas 1.1, 1.2 e 1.3 é apresentada a relação dos elementos sujeitos à compressão das classes 1, 2 e 3.

Tabela 1.1 - Relações máximas comprimento-espessura para elementos internos (almas) (CEN, 2005).

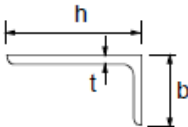


| Componentes internos comprimidos                               |  |                                |      |                                    |      |   |      |
|--|--|--------------------------------|------|------------------------------------|------|---|------|
|  |  |                                |      |                                    |      | Eixo de flexão  |      |
|  |  |                                |      |                                    |      | Eixo de flexão  |      |
| Classe   |  | Componente solicitado à flexão |      | Componente solicitado à compressão |      | Componente solicitado à flexão e à compressão   |      |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |                                |      |                                    |      |   |      |
| 1  |  | $c/t \leq 72\epsilon$          |      | $c/t \leq 33\epsilon$              |      | quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$<br>quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$              |      |
| 2  |  | $c/t \leq 83\epsilon$          |      | $c/t \leq 38\epsilon$              |      | quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$<br>quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$            |      |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |                                |      |                                    |      |   |      |
| 3  |  | $c/t \leq 124\epsilon$         |      | $c/t \leq 42\epsilon$              |      | quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$<br>quando $\psi \leq -1^{\circ}$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$ |      |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$                                    |  | $f_y$                          | 235  | 275                                | 355  | 420   | 460  |
|  |  | $\epsilon$                     | 1,00 | 0,92                               | 0,81 | 0,75  | 0,71 |

<sup>°</sup>  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$  ou quando a extensão de tração  $e_y > f_y/E$ .

Tabela 1.2 - Relações máximas comprimento-espessura para banzos em consola (CEN, 2005).

| Banzos em consola  |                                    |   |      |   |      |      |
|--|------------------------------------|---|------|---|------|------|
|  |                                    |   |      |   |      |      |
| Secções laminadas  |                                    |   |      | Secções soldadas                                  |      |      |
| Classe   | Componente solicitado à compressão | Componente solicitado à flexão e à compressão |      |   |      |      |
|  |                                    | Extremidade comprimida                        |      | Extremidade traccionada                           |      |      |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |                                    |   |      |   |      |      |
| 1  | $c/t \leq 9\epsilon$               | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$           |      | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$  |      |      |
| 2  | $c/t \leq 10\epsilon$              | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$          |      | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |      |      |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |                                    |   |      |   |      |      |
| 3  | $c/t \leq 14\epsilon$              | $c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$          |      |   |      |      |
| Para $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5                              |                                    |   |      |   |      |      |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$                                    | $f_y$                              | 235   | 275  | 355   | 420  | 460  |
|  | $\epsilon$                         | 1,00  | 0,92 | 0,81  | 0,75 | 0,71 |

Tabela 1.3 - Relações máximas comprimento-espessura em cantoneiras e secções tubulares (CEN, 2005).

|  |   |  |      |   |      |      |
|--|---|--|------|---|------|------|
| Consultar também "Banzos em consola" (ver página 2 de 3)   |   | <div>Cantoneiras</div>  |      | Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes |      |      |
| Classe   | Secção comprimida   |  |      |   |      |      |
| Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)   |  |  |      |   |      |      |
| 3  | $h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$                          |  |      |   |      |      |
| <div>Secções tubulares</div>  |   |  |      |   |      |      |
| Classe   | Secção em flexão e/ou compressão  |  |      |   |      |      |
| 1  | $d/t \leq 50\epsilon^2$   |  |      |   |      |      |
| 2  | $d/t \leq 70\epsilon^2$   |  |      |   |      |      |
| 3  | $d/t \leq 90\epsilon^2$   |  |      |   |      |      |
| NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.   |   |  |      |   |      |      |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$  | $f_y$   | 235  | 275  | 355   | 420  | 460  |
|  | $\epsilon$  | 1,00   | 0,92 | 0,81  | 0,75 | 0,71 |
|  | $\epsilon^2$  | 1,00   | 0,85 | 0,66  | 0,56 | 0,51 |

Em situações de flexão composta, o procedimento torna-se mais complexo. É necessário definir os limites entre classes através dos parâmetros  $\alpha$  e  $\psi$ . Para secções em I ou H submetidas a flexão composta e supondo que pertencerão às classes 1 ou 2, o parâmetro  $\alpha$  pode ser estimado através da equação (1.1) (Franssen and Vila Real, 2010).

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{N_{Ed}}{2ct_w f_y} \quad (1.1)$$

Na expressão anterior,  $c$  é o comprimento da alma,  $t_w$  é a espessura da alma,  $f_y$  é a tensão de cedência e  $N_{Ed}$  é o esforço axial de compressão (positivo) ou de tração (negativo).

No caso de secções de classe 3, o parâmetro a determinar é  $\psi$ . Este parâmetro obtém-se através da sobreposição do diagrama de tensões devido ao esforço axial  $N_{Ed}$  com o diagrama linear de tensões de flexão, de modo que a tensão normal máxima iguale a tensão de cedência  $f_y$  (Simões, 2007; Franssen and Vila Real, 2010; Martins, 2011).

### 1.3.2.2. Determinação da secção efetiva

- i. Determina-se os valores de  $\psi$  ( $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ ), os quais definem o diagrama de tensões atuantes nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, com base nas propriedades da secção bruta.
- ii. Determina-se os valores e a localização das larguras efetivas nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, da seguinte forma:
  - a. A partir do valor  $\psi$ , calcula-se o coeficiente de encurvadura  $k_\sigma$ , através das Tabelas 1.4 e 1.5.
  - b. De seguida, calcula-se a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_p$  aplicando a expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (1.2)$$

- c. Obtém-se o fator de redução  $\rho$ , seguindo as seguintes expressões (atualizadas recentemente na versão portuguesa do EC3):

Elementos internos (alma):

$$\rho = 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (1.3a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (1.3b)$$

Elementos salientes (banzo):

$$\rho = 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (1.4a)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (1.4b)$$

- d. Uma vez conhecido o valor de  $\rho$ , determina-se as larguras efetivas dos elementos comprimidos através das Tabelas 1.4 e 1.5.
- iii. Calcula-se os valores de  $\psi$  nos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão, com base nas propriedades da secção “fictícia”, constituída pelas respectivas áreas brutas e áreas efetivas dos elementos paralelos ao eixo de flexão, mencionados anteriormente (i.).
- iv. Obtém-se os valores e localização das larguras efetivas nos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão, seguindo o procedimento (ii.).

**Nota:** Numa secção submetida a compressão pura,  $\psi = 1$ .

Tabela 1.4 - Largura efetiva para elementos internos (CEN, 2006).


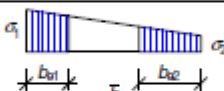
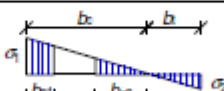
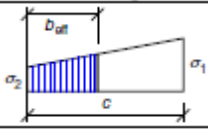
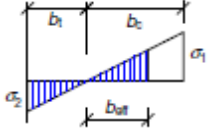
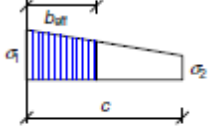
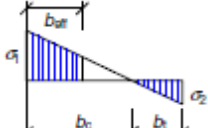
| Stress distribution (compression positive)  |     |                       |      | Effective <sup>b</sup> width $b_{eff}$  |      |                     |
|---|-----|-----------------------|------|---|------|---------------------|
|  |     |                       |      | $\psi = 1$ :<br>$b_{eff} = \rho \bar{b}$<br>$b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$                       |      |                     |
|  |     |                       |      | $1 > \psi > 0$ :<br>$b_{eff} = \rho \bar{b}$<br>$b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$ |      |                     |
|  |     |                       |      | $\psi < 0$ :<br>$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$<br>$b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$ |      |                     |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$  | 1   | $1 > \psi > 0$        | 0    | $0 > \psi > -1$   | -1   | $-1 > \psi > -3$    |
| Buckling factor $k_\psi$  | 4,0 | $8,2 / (1,05 + \psi)$ | 7,81 | $7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$  | 23,9 | $5,98 (1 - \psi)^2$ |

Tabela 1.5 - Largura efetiva para elementos salientes (CEN, 2006).

| Stress distribution (compression positive)  |      | Effective <sup>8</sup> width $b_{eff}$                               |      |                                |      |
|---|------|--|------|--------------------------------|------|
|  |      | $1 > \psi > 0$<br>$b_{eff} = \rho \cdot c$                           |      |                                |      |
|  |      | $\psi < 0$<br>$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$ |      |                                |      |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$  | 1    | 0  | -1   | $1 \geq \psi \geq -3$          |      |
| Buckling factor $k_{\sigma}$  | 0,43 | 0,57   | 0,85 | $0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ |      |
|  |      | $1 > \psi > 0$<br>$b_{eff} = \rho \cdot c$                           |      |                                |      |
|  |      | $\psi < 0$<br>$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$ |      |                                |      |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$  | 1    | $1 > \psi > 0$   | 0    | $0 > \psi > -1$                | -1   |
| Buckling factor $k_{\sigma}$  | 0,43 | $0,578 / (\psi + 0,34)$  | 1,70 | $1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$     | 23,8 |

### 1.3.3. Relação entre momento de inércia e geometria da secção

O momento de inércia mede a distribuição da massa de um corpo em torno de um eixo de rotação. Quanto maior for o momento de inércia de um corpo, mais difícil será fazê-lo rodar. Os momentos de inércia são sempre positivos, pois correspondem à soma (ou integral) de produtos de áreas por distâncias quadráticas.

Desta forma, o momento de inércia está inteiramente relacionado com a área da secção e, por conseguinte, com a sua geometria. Para uma distância entre eixos constante, quanto maior for a área da secção, maior será o momento de inércia e vice-versa (Bastos, 2009).

#### **1.3.4. Vantagens de utilização e campo de aplicação**

Elementos de inércia variável têm sido utilizados extensivamente em pontes de mais de 50 anos. Nos últimos tempos, tem aumentado o uso deste tipo de solução estrutural em edifícios industriais e comerciais (Kaehler, White *et al.*, 2011).

Várias vantagens podem ser alcançadas, quer a nível arquitetónico e construtivo, quer a nível económico. A nível arquitetónico é possível a criação de novas formas e de espaços amplos e, em geral, não é necessário fabrico no local. Apenas são necessários trabalhos de transporte e montagem com mão-de-obra qualificada. Secções transversais com alma de grande área são utilizadas em zonas de elevado esforço, enquanto que em zonas de esforço menor é necessária menos área de secção resistente. Este aspeto permite economizar quantidades significativas de material. A rapidez de execução e a utilização racional de material sem desperdício desnecessário oferecem uma ótima relação de custo/benefício, sem comprometer a estabilidade e segurança de um edifício (Pinto, 1997; Baptista and Muzeau, 1998; Lourenço, 2005).

#### **1.3.5. Exemplos de estruturas metálicas com elementos de inércia variável**



**Figura 1. 5 - Estádio do Dragão, Porto (Portugal).**

O arquiteto Manuel Salgado, com a utilização de vigas de inércia variável no Estádio do Dragão (Figura 1.5), pretendeu combinar o valor estético e versátil deste tipo de solução



estrutural com a redução significativa dos elementos que garante uma minimização considerável do custo final da obra.



Figura 1. 6 - Rodovia A5, Troyes – Dijon (França) (Portal Met@lica, 2011).



Figura 1. 7 - Chapas de aço da cobertura (Portal Met@lica, 2011).

O projeto da Rodovia A5 de Troyes, elaborado pelo arquiteto Marc Mimram, permite oferecer uma única direção de fluxo de trânsito (Figuras 1.6 e 1.7). A estrutura da cobertura é constituída por um semi-pórtico articulado, em caixão metálico de inércia variável. As chapas de aço são moldadas de acordo com duas curvaturas:

- No plano longitudinal - a variação de inércia das secções é resultante do fluxo dos esforços e a distribuição de cargas e as condições dos apoios definem as curvas dos arcos.
- No plano transversal - vigas caixão e diafragmas com montagem por solda, resultam da dobragem das chapas de aço.

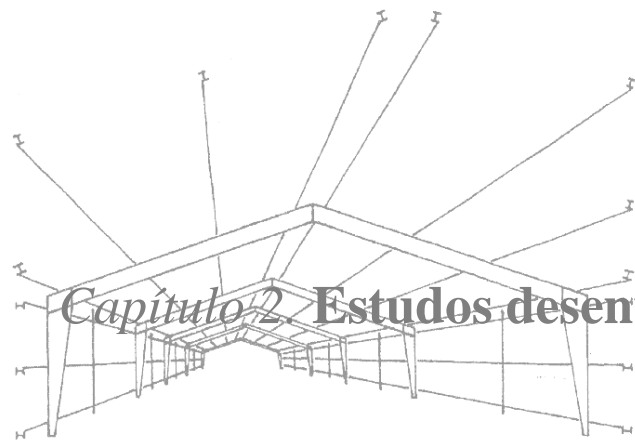
Cada elemento construtivo na sua secção, na modelação de cada curva do aço, na montagem e nas variações geométricas, participa na hierarquia estrutural nos diferentes

níveis de visualização oferecidos pelo projeto. Esta técnica permite adaptar a estrutura às necessidades mecânicas. Executado em 16 meses, o projeto para a barreira de pedágio de Eprunes é marcante pela hierarquia estrutural adotada e as opções de visualização oferecidas (Portal Met@lica, 2011).



**Figura 1. 8 - Dolce Vita, Braga (Portugal) ([www.hipersuper.pt](http://www.hipersuper.pt), 2011) .**

O dolce vita Braga, projeto desenvolvido pelo gabinete de arquitetos Sua Kay, apresenta no seu interior pilares de classe 4 com secção variável que assegura a este espaço um ótimo aspeto visual, aproveitando todas as vantagens cruciais deste tipo de elementos, tais como economia e resistência.



## *Capítulo 2.* Estudos desenvolvidos



## Capítulo 2. Estudos desenvolvidos

Nos últimos anos, questões relativas ao conhecimento do comportamento de sistemas estruturais de inércia variável têm-se levantado, tanto pelas vantagens que lhe estão associadas como pelo fator económico relacionado com os tempos difíceis que decorrem. Até então, nenhum método foi fidedignamente prático e verosímil de maneira a ser utilizado por a generalidade dos mentores desta área.

Desde tempos remotos que houve investigadores que deram o seu contributo neste campo, todavia, só em casos muito pontuais que não tinham como objetivo específico a análise estrutural/dimensionamento de uma estrutura de inércia variável. Um desses investigadores foi Euler que analisou a estabilidade de elementos de diferentes secções transversais.

Em 1936, Timoshenko elabora o “Método de Aproximações Sucessivas” que torna possível estimar cargas axiais máximas que diversas estruturas com variação de geometria conseguem suportar. Discussões mais recentes do “Método de Aproximações Sucessivas” foram fornecidas por Chen e Lui, em 1987 (Kaehler, White *et al.*, 2011). Em 1943, Nathan M. Newmark publicou um artigo para *American Society of Civil Engineers* (ASCE) intitulado “Numerical Procedure for Computing Deflections, Moments and Buckling Loads”. Este trabalho delineou um procedimento para determinação de cargas críticas que provocam encurvadura em barras de secção variável (Riley, 2003). Em 1998, Galambos especulou que a resistência à encurvadura de um elemento de inércia variável pode ser determinada através da resolução de uma equação diferencial, onde o momento de inércia é uma função algébrica do comprimento longitudinal do elemento. Esta solução analítica é utilizada apenas para um caso especial de variação do momento de inércia, o que envolve uma manipulação matemática considerável (Masoudnia, Amiri *et al.*, 2010). Existem ainda diversas fórmulas de projeto que permitem o cálculo do “comprimento equivalente” deste tipo de elementos por meio de ajuste de uma curva de dados numéricos, mencionadas pelo *American Institute of Steel Construction* (AISC). Um desses métodos foi desenvolvido por G.C. Lee da Universidade Estatal de Nova Iorque, em 1972 (Cary, 1997).

Nos últimos anos, o método de elementos finitos tornou-se a ferramenta mais popular para o tratamento de problemas de estabilidade estrutural. Em 1990, o investigador Chan realizou um estudo paramétrico sobre vigas duplamente simétricas de secção em I com inércia variável através de um modelo de elementos finitos (Masoudnia, Amiri *et al.*, 2010).

Jin-Jun Li, Guo-Qiang Li e Siu-Lai Chan, propuseram em 2003 um modelo para análise de segunda ordem de membros de inércia variável. Efeitos significativos como tensões residuais e imperfeição geométrica inicial foram considerados neste modelo. Exemplos numéricos sobre elementos de inércia variável sujeitos a encurvadura lateral e por flexão foram estudados neste trabalho para verificar a precisão do modelo analítico proposto (Li *et al.*, 2003). Em 2005, também foi estudado um modelo de colunas de inércia variável, por Ioannis G. Raftoyiannis e John Ch. Ermopoulos, considerando uma análise de segunda ordem e imperfeições iniciais em elementos de inércia variável (Raftoyiannis and Ermopoulos, 2005).

Em 2005, Nikitas Bazeos e Dimitris L. Karabalis, criaram um método aproximado para o cálculo da carga crítica de colunas de inércia variável. O método baseia-se em gráficos derivados de extensos estudos paramétricos dentro dos limites da Teoria de Euler, usando uma grande variedade de características geométricas de interesse prático. Como é demonstrado na secção de exemplos numéricos deste artigo, estes cálculos aproximados podem produzir, de forma eficiente, resultados precisos para colunas de inércia variável (Bazeos and Karabalis, 2005). Ainda no ano 2005, Zárate e Mirambell estudaram a resistência última de vigas de aço de inércia variável sujeitas à combinação do momento fletor com esforço transversal (Zárate and Mirambell, 2004).

Anísio Andrade, Dinar Camotim e P. Borges Dinis, em 2006, avaliaram o desempenho global e os pressupostos subjacentes na caracterização de um modelo unidimensional recentemente desenvolvido que avalia o comportamento à encurvadura lateral de elementos de inércia variável. Um estudo comparativo envolvendo diferentes valores de carga crítica e modos de encurvadura é concordante com os resultados obtidos através de um programa de elementos finitos em que se utilizou elementos em casca (Andrade, Camotim *et al.*, 2006).

Mais recentemente, em 2007, H. Saffari, R. Rahgozar e R. Jahanshashi explicitaram que o conceito de comprimento efetivo é o único método disponível para a conceção de uma coluna. Pesquisas que conduzem à determinação do comprimento efetivo estão principalmente relacionadas com membros de inércia constante. Segundo estes autores, é proposto um método para cálculo rápido do fator de comprimento efetivo de colunas de aço triangulares. A variação do momento de inércia ao longo do comprimento dos membros é aproximada a uma função parabólica (Saffari, Rahgozar *et al.*, 2008). Em 2010, foram referidos no VIII Congresso de Construção Metálica e Mista procedimentos de cálculo relativos à verificação da encurvadura lateral no plano (caso em que a inércia apresenta mais influência) de vigas de secção variável. Todo o estudo é consistente com o modelo de Ayrton-Perry para colunas de secção uniforme, o mesmo que esteve na base de calibração da cláusula 6.3.1 do EC3-1-1 (Silva, Marques *et al.*, 2010; Marques, Taras *et al.*, 2011; Silva, Cruz *et al.*, 2011).

Contributos mais específicos e exequíveis para o estudo a desenvolver são os que a seguir se apresentam relativos ao cálculo de esforços a que sistemas estruturais estão sujeitos, de maneira a proceder-se ao seu dimensionamento e análise estrutural.

### 2.1. Método independente do caso de carga

Em 1980, Galea propõe o “Método independente do caso de carga” que consiste em fazer corresponder a inércia equivalente de um montante de inércia variável à sua inércia média,  $I_e = I_m$  (Pinto, 1997).

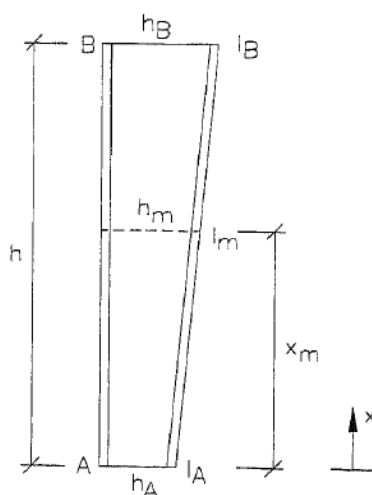


Figura 2. 1 - Pilar com inércia variável (Pinto, 1997).

$$I(x) = \left[ \frac{x}{h} (\sqrt{I_B} - \sqrt{I_A}) + \sqrt{I_A} \right]^2 \quad [m^4] \quad (2.1)$$

$$I_e = I_m = I(x_m) = \left[ \frac{x_m}{h} (\sqrt{I_B} - \sqrt{I_A}) + \sqrt{I_A} \right]^2 \quad [m^4] \quad (2.2)$$

## 2.2. Método dependente do caso de carga

Em conformidade com o método anterior, em 1994, Kleinlogel edita um formulário no qual constam expressões que permitem determinar o momento fletor no topo de elementos de inércia variável (Pinto, 1997). Considere-se o seguinte exemplo:

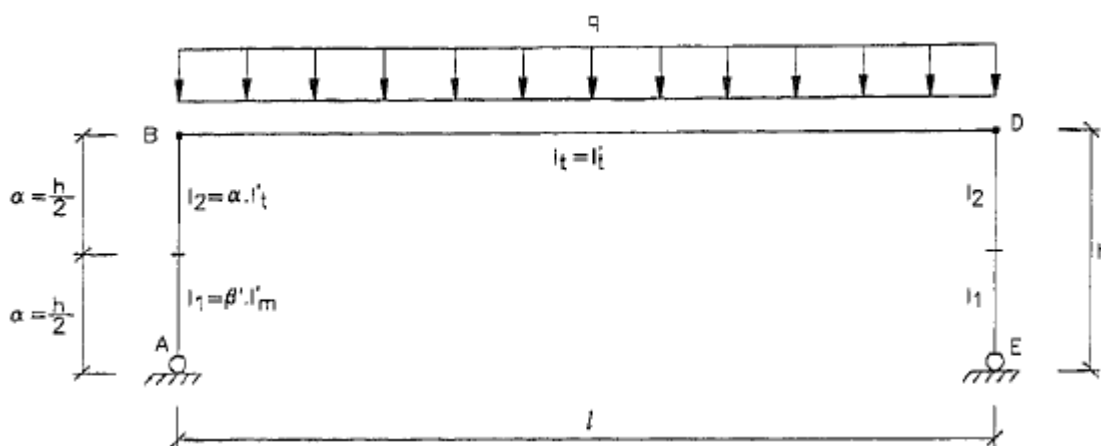


Figura 2. 2 - Pórtico com pilares de inércia variável e viga de inércia constante (Pinto, 1997).

Segundo Kleinlogel, pode-se afirmar que:

$$M_B = M_D = -\frac{ql^2}{4} \times \frac{2K'_2}{K'_1 + 6K'_2 + 7} \quad [kNm] \quad (2.3)$$

Sendo:

$$K'_1 = \frac{I_2}{I_1} = \frac{\alpha I'_t}{\beta' I'_m} \quad (2.4a)$$

$$K'_2 = \frac{I_2}{I_t} \times \frac{2l^2}{h} = 2 \frac{\alpha l}{h} \quad (2.4b)$$

A expressão (2.3) é obtida subdividindo o pilar de inércia variável em dois segmentos de inércia constante. De forma análoga, é possível achar a mesma expressão



para o esforço axial de compressão, subdividindo o pilar de secção variável em dois pilares de secção constante, cada um com a respetiva área equivalente. Pelo facto deste método ter em consideração a intensidade e distribuição de carga no elemento, pode-se intitular “Método dependente do caso de carga”.

### 2.3. Norma DIN 4114

A norma DIN 4114 também propõe uma expressão para determinação do momento de inércia equivalente de um pilar com inércia variável, com base no momento de inércia na base do pilar ( $I_A$ ) e no momento de inércia no topo do pilar ( $I_B$ ) (Pinto, 1997).

$$I_e = I_A \left( 0,08 + 0,92 \sqrt{\frac{I_B}{I_A}} \right) \quad [m^4] \quad (2.5)$$

### 2.4. Eurocódigo 3: Método Geral

No EC3-1-1 é disponibilizada mais do que uma abordagem para verificação da estabilidade de elementos metálicos de elevada esbelteza. Estas abordagens podem ser divididas em três grupos principais (Marques, Simões da Silva *et al.*, 2010):

- Verificação da estabilidade com base em fórmulas de interação (através da análise de esforços de primeira ou segunda ordem, variando a fórmula de interação a ser utilizada consoante o tipo de análise adotado)
- Verificação da estabilidade através de análise global de esforços não linear e de fatores de interação (Método Geral)
- Verificação da estabilidade através de análise global de esforços não linear

Relativamente ao Método Geral, este indica que a resistência global à encurvadura pode ser assegurada segundo a fórmula (CEN, 2005):

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (2.6)$$

Em que:

$\alpha_{ult,k}$  - valor mínimo do fator de ampliação a aplicar às ações de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural, sem ter em conta a encurvadura lateral;

$\chi_{op}$  - coeficiente de redução calculado para a esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_{op}$  tendo em consideração a encurvadura lateral.

$\gamma_{M1}$  - coeficiente parcial de segurança relativo a fenómenos de encurvadura.

**Nota:** Toda a sequência analítica para obtenção da expressão 2.4, encontra-se expressa na Secção 6 do EC3-1-1.

Este método pode ser aplicado a estruturas ou partes de estruturas, desde que devidamente consideradas as condições de fronteira. A análise da estrutura é efetuada no seu todo, ou seja, não são separados os efeitos relativos a momento fletor e esforço axial (Marques, Simões da Silva *et al.*, 2010). Deve ser considerada a estabilidade no plano e fora do plano (Figura 2.3). No plano, numericamente procede-se à análise geometricamente e materialmente não linear da estrutura imperfeita (GMNIA) e analiticamente segue-se a cláusula 6.3.3 do EC3. Fora do plano, numericamente procede-se à análise bifurcacional elástica (LBA) e analiticamente utiliza-se a respetiva fórmula de interação (2.7a ou 2.7b).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (2.7a)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (2.7b)$$

Refere-se que  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  são valores de cálculo do esforço axial e momentos fletores máximos em torno de y e z, respetivamente;  $\Delta M_{y,Ed}$  e  $\Delta M_{z,Ed}$  são momentos devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4;  $\chi_y$  e  $\chi_z$  são fatores de redução devido à encurvadura por flexão em torno de y e z, respetivamente (cláusula 6.3.1);  $\chi_{LT}$  é o fator de redução devido à encurvadura lateral (cláusula 6.3.2);  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  são fatores de interação calculados através dos Anexos A ou B do EC3-1-1;  $\gamma_{M1}$  é o coeficiente parcial de segurança. A primeira equação representa a encurvadura por flexão no plano da estrutura, enquanto que a segunda equação representa a encurvadura fora do plano.

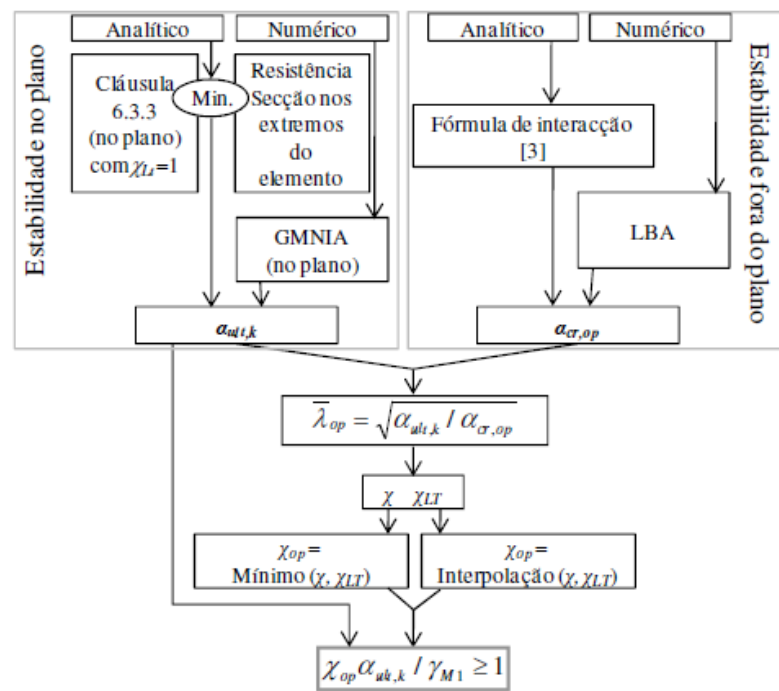


Figura 2. 3 - Procedimento relativo ao Método Geral do EC3-1-1 (Marques, Simões da Silva *et al.*, 2010).

De forma análoga e com base no EC3, Baptista em 1995 e Muzeau em 1998, indicaram que a resistência à encurvadura de um elemento de inércia variável comprimido pode ser calculada da seguinte forma (Baptista and Muzeau, 1998):

$$N_{b,tap,rd} = kN_{b,min,rd} = \frac{k\chi\beta_A A_{min} f_y}{\gamma_{M1}} \quad [kN] \quad (2.8)$$

Em que:

$N_{b,min,rd}$  - é a resistência à encurvadura do elemento uniforme, correspondente à menor secção transversal [kN];

$k$  - coeficiente que tem em conta o efeito da redução gradual do elemento sobre a resistência à encurvadura.

O coeficiente  $k$  pode ser expresso por relações analíticas que são encontradas a partir de um grande número de simulações matemáticas. Estas relações analíticas podem ser apresentadas sob a forma de ábacos para diferentes condições, como consta na Figura 2.4.

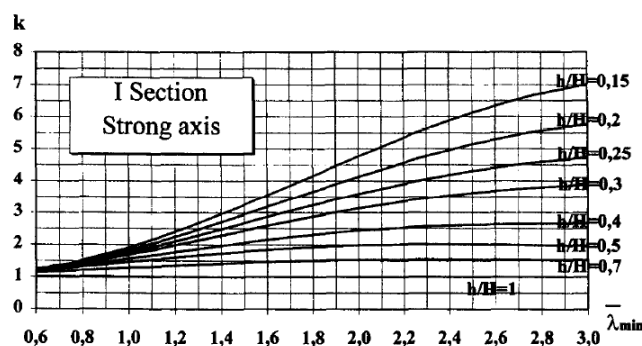
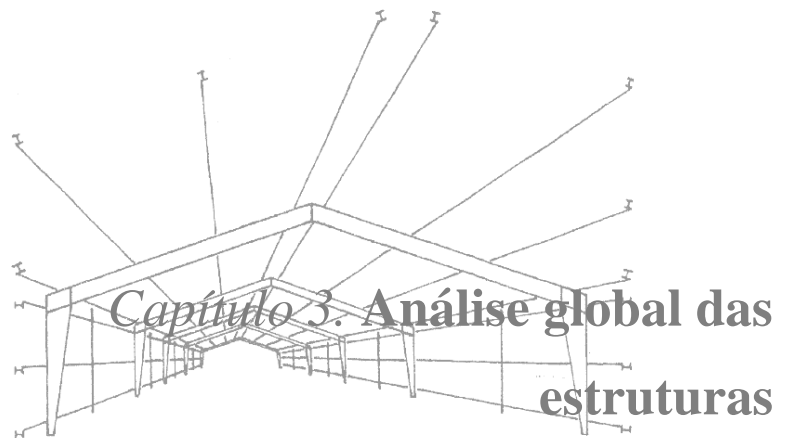


Figura 2. 4 - Valores do coeficiente  $k$  para um elemento de inércia variável de secção em I, segundo o eixo forte de inércia (Baptista and Muzeau, 1998).

## 2.5. Steel Design Guide – 25

Este documento fornece métodos para a conceção de vigas e pilares de inércia variável com secção em I. Os métodos contidos neste documento são, principalmente, interpretações específicas e informações adicionais às disposições da “AISC 2005 – Especificações para edifícios de aço estruturais”, relativas a elementos de inércia variável.

Um programa de pesquisa significativa, conduzido por Branco, Kim e outros investigadores no Georgia Institute of Technology, permitiu a criação deste guia de dimensionamento. Através destas disposições, é possível o cálculo da resistência, usando as propriedades da secção nos pontos de interesse do elemento de inércia variável. O cálculo desses pontos críticos baseia-se na suposição de secção constante, no entanto, são necessários ajustes aos procedimentos normais que explicam e têm em conta a variação da secção ao longo do comprimento (Kaehler, White *et al.*, 2011).











## Capítulo 3. Análise global das estruturas

### 3.1. Análise de primeira ordem vs. análise de segunda ordem

A verificação da resistência das secções transversais (incluindo da sua estabilidade), da estrutura no seu conjunto, como dos seus diversos elementos, exige conhecer à partida a distribuição dos esforços na estrutura.

Os esforços numa estrutura isostática podem ser determinados através da simples aplicação das regras de equilíbrio estático, utilizando uma análise global elástica. Os esforços numa estrutura hiperestática podem ser determinados através de uma análise global elástica ou de uma análise global plástica.

Como se sabe, genericamente, os materiais só mantêm uma relação linear entre tensões e deformações obedecendo à Lei de Hooke até um certo valor da tensão instalada (limite de elasticidade), valor a partir do qual essa relação deixa de ser linear, embora o material continue a aceitar acréscimos da sua tensão, mas com um aumento desproporcional da sua deformação. Assim, se pretendermos aproveitar essa reserva não elástica de resistência, temos que efetuar uma análise que tenha em consideração a não linearidade do material, entrando no domínio da elastoplasticidade (Martins, 2011).

Igualmente e de um modo simplificado, se as variações de geometria não forem significativas, o facto das cargas provocarem deslocamentos na estrutura, pode não justificar ter em conta a posição final da estrutura deformada no cálculo final dos esforços. Porém, no caso de surgirem excentricidades não desprezáveis nas peças estruturais, os seus esforços devem ser agravados, face ao facto dos esforços axiais produzirem momentos. Estas excentricidades/deslocamentos e esforços adicionais são designados por deslocamentos e esforços de segunda ordem. Se surgirem devido aos deslocamentos relativos das extremidades das barras de uma estrutura designam-se por efeitos de segunda ordem globais ou efeitos “ $P - \Delta$ ”. Por outro lado, se surgirem devido à deformação de cada barra comprimida designam-se por efeitos “ $P - \delta$ ” ou efeitos de segunda ordem locais, como exemplificado na Figura 3.1 (Couto, 2011).

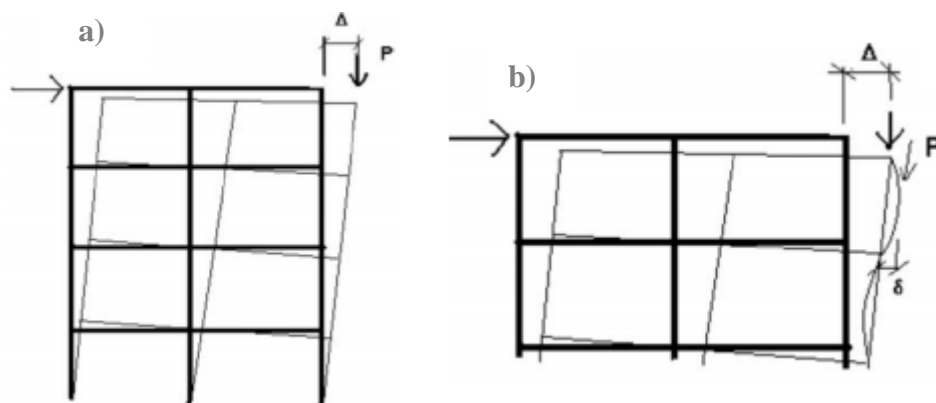


Figura 3. 1 - a) Pórtico com efeito “P-Δ”; b) Pilares com efeito “P-δ” (Martins, 2011).

Desta forma, constata-se que os projetos de estruturas podem dividir-se em vários níveis de análise distintos (Figura 3.2).

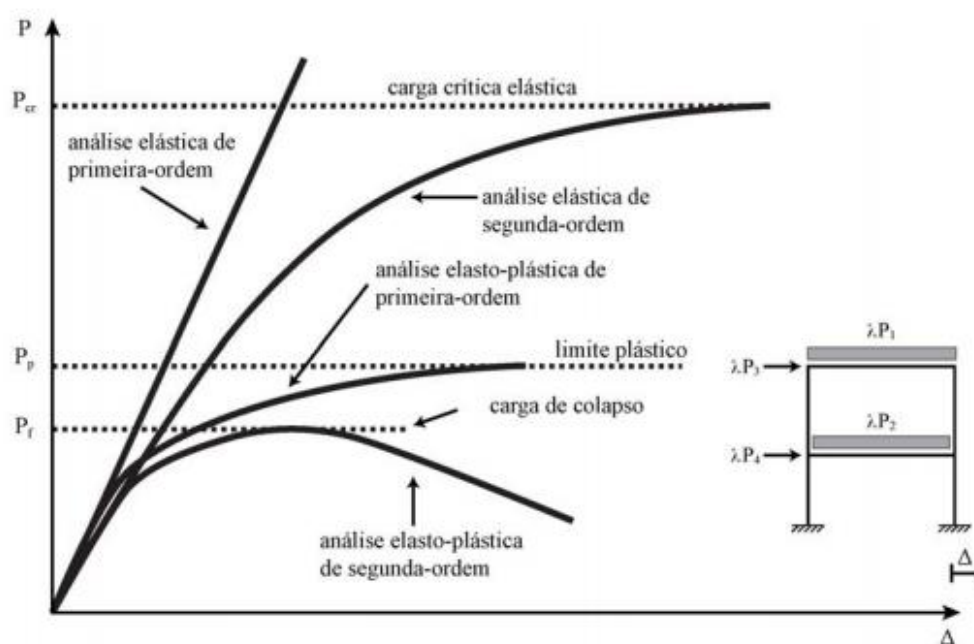


Figura 3. 2 - Comportamento estrutural de acordo com os diferentes níveis de análise (Couto, 2011).

O EC3-1-1 sugere duas abordagens para o cálculo dos esforços:

- Análise de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura;
- Análise de segunda ordem, tomando em conta a influência da configuração deformada da estrutura (efeitos de segunda ordem).

### 3.2. Efeitos da deformada

Os efeitos da configuração deformada (efeitos de segunda ordem) deverão ser considerados sempre que se aumentarem significativamente os esforços ao longo da estrutura ou modificarem o comportamento estrutural da mesma de forma significativa (CEN, 2005).

Segundo o EC3-1-1, os esforços podem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem da estrutura, se para uma dada combinação de ações, forem verificadas as seguintes condições:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \text{ para uma análise elástica} \quad (3.1a)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15, \text{ para uma análise plástica} \quad (3.1b)$$

Onde  $\alpha_{cr}$  é um fator de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura,  $F_{Ed}$  é o carregamento de cálculo correspondente a uma dada combinação de ações e  $F_{cr}$  é a carga crítica de instabilidade global da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial (Simões, 2007).

Os pórticos de travessas inclinadas com declives pouco acentuados e os pórticos planos com vigas e colunas em edifícios poderão ser verificados em relação ao colapso em modos com deslocamentos laterais através de uma análise de primeira ordem, desde que a condição anterior seja verificada (CEN, 2005). Nestas estruturas,  $\alpha_{cr}$  deverá ser calculado utilizando a seguinte expressão aproximada, desde que a compressão axial nas vigas ou travessas não seja significativa:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (3.2)$$

Em que:

$H_{Ed}$  - valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo as forças equivalentes transmitidas pelo piso [kN];

$V_{Ed}$  - valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso [kN];

$h$  - altura do piso [m];

$\delta_{H,Ed}$  - deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais e das cargas horizontais fictícias aplicadas ao nível de cada piso [m].

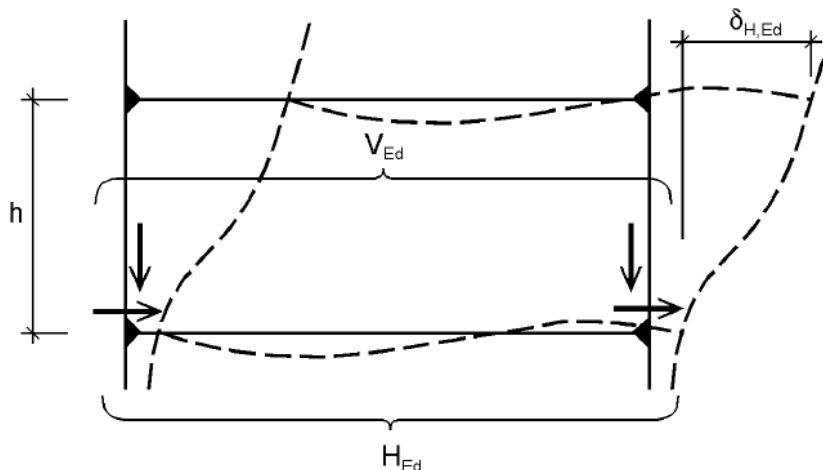


Figura 3. 3 - Efeitos da deformação geométrica da estrutura (CEN, 2005).

**Nota:** Na ausência de informação mais pormenorizada, deverá considerar-se que a compressão axial nas vigas ou travessas é significativa se:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (3.3)$$

Sendo que:

$\bar{\lambda}$  - esbelteza normalizada no plano do pórtico, calculada admitindo que as vigas ou travessas possuem articulações em ambas as extremidades;

$A$  - área da secção transversal, considerando para secções da classe 4 a área efetiva,  $A_{eff}$  [m<sup>2</sup>];

$N_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço axial de compressão [kN].

### 3.3. Estabilidade das estruturas

Caso seja necessário entrar em conta com os efeitos da configuração deformada da estrutura, a verificação da estabilidade de uma estrutura ou de uma das suas partes, deverá ser efetuada considerando as imperfeições e os efeitos de segunda ordem, através de um dos seguintes métodos (CEN, 2005):

- Análise que inclua na totalidade as imperfeições e os efeitos de segunda ordem;
- Parte dos efeitos incluídos na análise global e os restantes contabilizados nas verificações de segurança dos elementos em relação aos fenómenos de instabilidade;
- Verificações de segurança individuais de elementos equivalentes, em relação a fenómenos de instabilidade, utilizando os comprimentos de encurvadura correspondentes aos modos de instabilidade global da estrutura.

É referido na cláusula 5.2.2a) do EC3-1-1 que, quando os efeitos de segunda ordem e as imperfeições em cada elemento estão totalmente incluídos na análise global da estrutura, não é necessário efetuar verificações de segurança relativas à estabilidade desses elementos no seu plano. Estes efeitos podem ser calculados usando qualquer análise apropriada para a estrutura (incluindo passo a passo e/ou processos iterativos).

### 3.3.1. Estabilidade de pórticos

O cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas correntes e, no caso particular de estruturas porticadas, devido às elevadas tensões resistentes do aço, tende a ser condicionado pelos fenómenos de instabilidade global ao nível do elemento ou mesmo da secção local. Contudo, a avaliação do comportamento de um pórtico, em termos de estabilidade global, é substancialmente diferente caso se trate de um pórtico com deslocamentos laterais, também designado por pórtico de nós móveis, ou de um pórtico sem deslocamentos laterais, também designado por pórtico de nós fixos.

Num pórtico sem deslocamentos laterais, a verificação da segurança em termos de estabilidade, passa por verificar a encurvadura por flexão das barras comprimidas (normalmente os pilares) no plano do pórtico e no seu plano perpendicular e ainda a encurvadura lateral em barras submetidas a esforços de flexão (vulgarmente as vigas). Contudo, a verificação da segurança dos elementos depende essencialmente de uma correta definição dos comprimentos de encurvadura, no caso de elementos à compressão e dos comprimentos entre secções contraventadas lateralmente, no caso de elementos submetidos à flexão (Martins, 2011).

Um pórtico com deslocamentos laterais, designado vulgarmente por pórtico de nós móveis, depende incondicionalmente da estabilidade global para se apreciar a sua segurança estrutural.

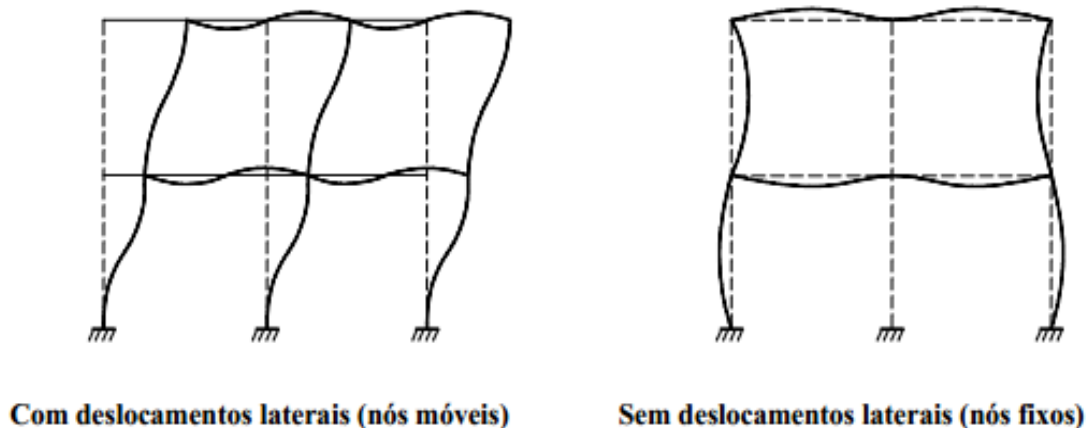


Figura 3. 4 - Modos de instabilidade de pórticos (Martins, 2011).

A avaliação da carga crítica global do pórtico ou eventualmente do parâmetro de carga  $\alpha_{cr}$  no caso de carregamentos proporcionais é a base para a verificação da estabilidade global da estrutura. A carga crítica de uma estrutura pode ser obtida através de métodos exatos ou, em determinadas condições, através de métodos aproximados.

### 3.4. Imperfeições

Por maiores que sejam os avanços tecnológicos e industriais, as imperfeições em estruturas metálicas são uma real inevitabilidade que deverá ser assumida por todos os intervenientes no processo de conceção e construção (Martins, 2011; Simões, 2010). Destas imperfeições consideradas geométricas podem destacar-se:

- Falta de verticalidade ou horizontalidade da peça;
- Falta de desempenho do(s) eixo(s) da peça;
- Excentricidade da aplicação das cargas;
- Assimetrias, excentricidades e irregularidades das ligações;
- Desajustes e pormenores de execução deficientes.

No entanto, também existem imperfeições materiais devidas a:

- Heterogeneidade do aço, em termos metalúrgicos;
- Tensões residuais resultantes do processo de fabrico das peças;
- Processos de soldadura.

A consideração das imperfeições estruturais nos procedimentos de análise e dimensionamento de estruturas metálicas está implicitamente presente em todos os modelos de dimensionamento, dada a sua importância na redução da capacidade resistente dos elementos e estruturas metálicas.

As imperfeições que devem ser incluídas na análise estrutural podem ser agrupadas em duas categorias distintas: imperfeições locais em elementos e imperfeições globais.

Como constante na cláusula 5.3.1 do EC3-1-1, deverão utilizar-se imperfeições equivalentes com valores que traduzam os possíveis efeitos de todos os tipos de imperfeições, exceto aqueles que estejam já incluídos nas expressões de resistência utilizadas na verificação de segurança dos elementos (CEN, 2005).

#### 3.4.1. Imperfeições para análise global de pórticos

Segundo a cláusula 5.3.2 do EC3-1-1, a configuração admitida para as imperfeições globais e locais poderá ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico. Em pórticos suscetíveis à ocorrência de modos de encurvadura com deslocamentos laterais (pórticos de nós móveis), o efeito das imperfeições deverá ser incorporado na análise global do pórtico através de uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico, como se verifica na Figura 3.5 e de deformadas iniciais dos elementos designadas por imperfeições locais. A amplitude da imperfeição global do pórtico determina-se do seguinte modo:

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m \quad [rad] \quad (3.4)$$

Onde:

$$\varphi_0 = 1/200 \quad [rad] \quad (3.5)$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}, \text{ mas } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (3.6)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (3.7)$$

O parâmetro  $h$  corresponde à altura da estrutura e  $m$  corresponde ao número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial  $N_{Ed}$  igual ou superior a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

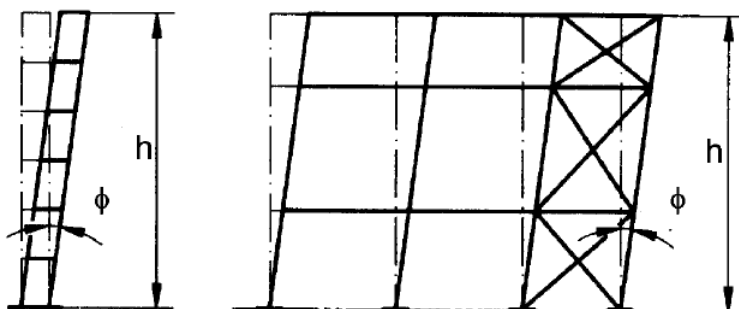


Figura 3. 5 - Imperfeições globais equivalentes (CEN, 2005).

As imperfeições locais dos elementos terão uma determinada amplitude conforme a curva de encurvadura associada, expressa na Tabela 3.1. Sabendo o valor da amplitude  $e_0/L$  e do comprimento  $L$  do elemento, é possível calcular a excentricidade  $e_0$  associada à imperfeição local.

Tabela 3. 1 - Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais  $e_0/L$  para elementos (CEN, 2005).

| Curva de encurvadura de acordo com o Quadro 6.2 | Análise elástica | Análise plástica |
|---|------------------|------------------|
|   | $e_0 / L$        | $e_0 / L$        |
| $a_0$   | $1 / 350$        | $1 / 300$        |
| a   | $1 / 300$        | $1 / 250$        |
| b   | $1 / 250$        | $1 / 200$        |
| c   | $1 / 200$        | $1 / 150$        |
| d   | $1 / 150$        | $1 / 100$        |

No entanto, em pórticos de edifícios poderá ignorar-se a imperfeição global do pórtico quando:



$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed} \quad [kN] \quad (3.8)$$

Os efeitos das imperfeições iniciais globais e locais poderão ser substituídas por sistemas de forças equivalentes aplicados perpendicularmente ao elemento, como ilustrado na Figura 3.6.

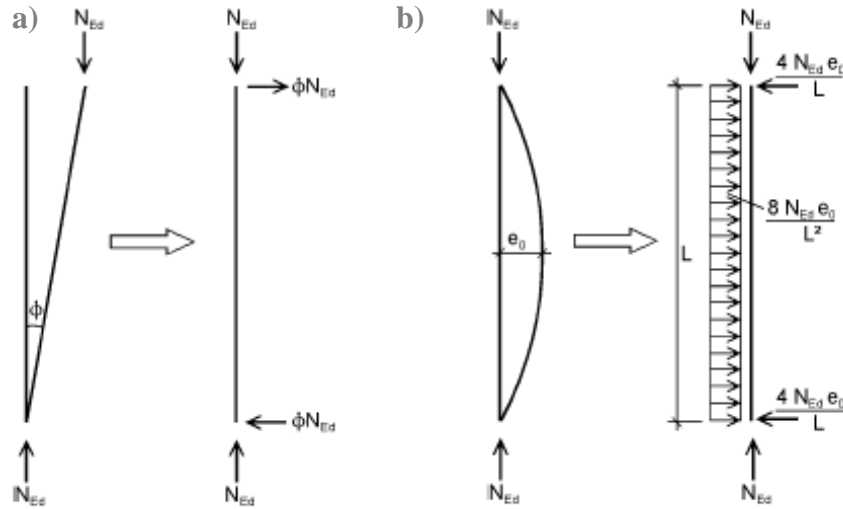


Figura 3. 6 - a) Substituição das imperfeições globais por forças equivalentes;  
 b) Substituição das imperfeições locais por forças equivalentes (CEN, 2005).

É de notar que, o valor das forças equivalentes associadas à imperfeição global (Figura 3.6 a)) resulta da equação:

$$M_{Ed} = \phi N_{Ed} L = N_{Ed} L \leftrightarrow N_{Ed} = \phi N_{Ed} \quad [kN] \quad (3.9)$$

Devido à imperfeição local, o esforço axial produz um momento fletor a meio vão de  $N_{Ed} \times e_0$ . A força uniformemente distribuída (Figura 3.6b)) que produz este momento obtém-se de:

$$\frac{pL^2}{8} = N_{Ed} e_0 \rightarrow p = \frac{8N_{Ed} e_0}{L^2} \quad [kN/m] \quad (3.10)$$

### 3.4.2. Imperfeições para análise de sistemas de contraventamento

Os efeitos das imperfeições nos sistemas de contraventamento necessários para assegurar a estabilidade lateral ao longo de vigas ou elementos comprimidos deverão ser incluídos através de uma imperfeição equivalente dos elementos a travar. A excentricidade dessa imperfeição calcula-se através da expressão:

$$e_0 = \frac{\alpha_m L}{500} \quad [m] \quad (3.11)$$

O valor de  $\alpha_m$  determina-se tal como expresso na equação (3.7), igualmente ao caso de imperfeição global de pórticos. Contudo, o valor de  $m$ , neste caso, indica o número de elementos a travar. Em substituição à excentricidade poderá ser utilizada uma força estabilizadora equivalente (Figura 3.7) calculada do seguinte modo:

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad [kN/m] \quad (3.12)$$

Em que  $L$  é o comprimento do sistema de contraventamento e  $\delta_q$  é o deslocamento do sistema de contraventamento, no seu próprio plano, devido a  $q_d$  e a eventuais cargas exteriores, calculado através de uma análise de primeira ordem. Este deslocamento poderá ser considerado igual a zero no caso de se efetuar uma análise de segunda ordem.

Quando o sistema de contraventamento for necessário para estabilizar o banzo comprimido de uma viga de altura constante, a força  $N_{Ed}$  poderá ser obtida através de:

$$N_{Ed} = M_{Ed}/h \quad [kN] \quad (3.13)$$

Em que  $M_{Ed}$  é o momento máximo na viga e  $h$  é a altura total da viga.

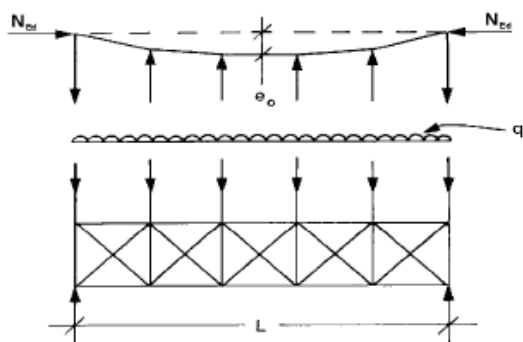
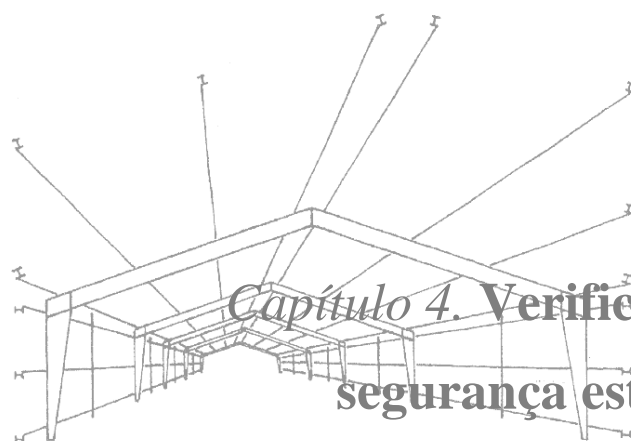


Figura 3.7 - Força estabilizadora equivalente (CEN, 2005).



## Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural



## Capítulo 4. Verificação da segurança estrutural

### 4.1. Verificação da segurança das secções transversais

Relativamente à análise estrutural das secções transversais a temperatura normal, o EC3-1-1 propõe as seguintes metodologias dependendo dos tipos de esforços atuantes, da classe e geometria da secção transversal e do tipo de perfil utilizado.

#### ➤ Tração

O valor de cálculo do esforço de tração atuante  $N_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

Nas secções com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração  $N_{t,Rd}$  deverá ser considerado igual ao menor dos seguintes valores:

- Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kN] \quad (4.2a)$$

- Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad [kN] \quad (4.2b)$$

#### ➤ Compressão

Segundo a cláusula 6.2.4 do EC3-1-1, o valor de cálculo do esforço de compressão atuante  $N_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme,  $N_{c,Rd}$ , deverá ser calculado de acordo com a classe de secção transversal do elemento a analisar:

Para as secções transversais das classes 1, 2 e 3:  $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} [kN]$  (4.4a)

Para as secções transversais da classe 4:  $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} [kN]$  (4.4b)

➤ Esforço transversal

Como citado na cláusula 6.2.6 do EC3-1-1, o valor de cálculo do esforço atuante  $V_{Ed}$  em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Na equação,  $V_{c,Rd}$  representa o valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico,  $V_{pl,Rd}$  (equação (4.6a)) ou o valor de cálculo do esforço transversal resistente elástico (equação (4.6b)).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} [kN] \quad (4.6a)$$

Em que:

$A_v$  - área resistente ao esforço transversal, poderá ser calculada da seguinte forma:

Para secções laminadas em I e H, carga paralela à alma:  $A - 2bt_f + 2rt_f [m^2]$ , mas não inferior a  $\eta h_w t_w$ ;

Para secções soldadas em I, H ou caixão e carga paralela à alma:  $\eta \sum (h_w t_w) [m^2]$ ;

Para secções soldadas em I, H ou caixão e carga paralela aos banzos:  $A - \sum (h_w t_w) [m^2]$ .

**Nota:** o valor de  $\eta$  poderá ser considerado, conservativamente, igual a 1,0.

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (4.6b)$$

Da qual a tensão de corte atuante,  $\tau_{Ed}$  pode ser expressa por:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_t} \quad [kPa] \quad (4.7)$$

No caso de secções em I ou H, a tensão tangencial na alma poderá ser igual a:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad [kPa], \text{ se } A_f/A_w \geq 0,6 \quad (4.8)$$

#### ➤ Flexão simples

De acordo com a cláusula 6.2.5 do EC3-1-1, o valor de cálculo do momento fletor atuante deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.9)$$

Em que:

$$\text{Para secções transversais das classes 1 e 2: } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kNm] \quad (4.10a)$$

$$\text{Para secções transversais da classe 3: } M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kNm] \quad (4.10b)$$

$$\text{Para secções transversais da classe 4: } M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kNm] \quad (4.10c)$$

#### ➤ Flexão com esforço transversal

Não é necessário proceder a qualquer redução do valor do momento fletor resistente, se o valor de cálculo do esforço transversal atuante  $V_{Ed}$  não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico  $V_{pl,Rd}$  e se a resistência da secção não for reduzida pela encurvadura por esforço transversal, como citado na cláusula 6.2.8 do EC3-1-1. Caso contrário, o momento fletor resistente deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adotando-se uma tensão de cedência reduzida na área resistente ao esforço transversal de:

$$(1 - \rho) f_y \quad (4.11)$$

Na qual:

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.12)$$

Para secções transversais em I, fletidas em relação ao eixo principal de maior inércia, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido, pode ser calculado segundo a fórmula:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ [kNm] , mas } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.13)$$

#### ➤ Flexão composta

Para secções transversais das classes 1 ou 2 sujeitas a flexão composta deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \text{ [kNm]} \quad (4.14)$$

Os valores dos momentos fletores resistentes, segundo os eixos y-y e z-z são determinados a partir das fórmulas (4.15, 4.16a e 4.16b).

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0,5a} \text{ [kNm] , mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \text{ [kNm]} \quad (4.15)$$

$$\text{Quando } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ [kNm]} \quad (4.16a)$$

$$\text{Quando } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ [kNm]} \quad (4.16b)$$

Sendo que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad (4.17)$$

$$a = \frac{A-2bt_f}{A}, \text{ mas } a \leq 0,5 \quad (4.18)$$

No entanto, o efeito do esforço axial no cálculo do momento fletor resistente plástico poderá ser desprezado no caso de secções duplamente simétricas, em I, H ou outras, em relação ao eixo y-y, quando:



$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad [kN] \quad (4.19a)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kN] \quad (4.19b)$$

Em relação ao eixo z-z, esse efeito poderá ser desprezado quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad [kN] \quad (4.20)$$

No caso de flexão desviada, opta-se pelo critério:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.21)$$

**Nota:** Para secções em I e H:  $\alpha = 2$  e  $\beta = 5n$ ,  $\beta \geq 1$ .

Para secções transversais da classe 3, a tensão longitudinal máxima pode ser calculada do seguinte modo:

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (4.22)$$

Em secções da classe 4, a tensão longitudinal atuante máxima, calculada com base nas secções transversais efetivas, deve obedecer ao seguinte critério:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (4.23)$$

#### ➤ Flexão composta com esforço transversal

Segundo a cláusula 6.2.10 do EC3-1-1, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes definidos no ponto anterior, se o valor de cálculo do esforço transversal atuante  $V_{Ed}$  não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico  $V_{pl,Rd}$  e se a resistência da secção não for reduzida pela encurvadura por esforço transversal. Caso contrário, os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta deverão ser calculados adotando a tensão reduzida expressa na equação (4.11).

## 4.2. Verificação da segurança dos elementos

Quanto à análise estrutural dos elementos a temperatura normal, o EC3 refere as seguintes metodologias, para estados limites últimos e de utilização/serviço, respetivamente.

### 4.2.1. Estados Limites Últimos (ELU)

Como referido na cláusula 5.2.2(7) do EC3-1-1, quando os efeitos de segunda ordem e as imperfeições em cada elemento estão totalmente incluídos na análise global da estrutura, não é necessário efetuar verificações de segurança relativas à estabilidade desses elementos. Retifica-se que esta cláusula se refere apenas a estabilidade dos elementos no seu plano, sendo necessário verificar a estabilidade de cada elemento fora do plano.

#### ➤ Encurvadura por esforço transversal

Segundo a cláusula 5.1 do EC3-1-5, a resistência à encurvadura por esforço transversal deve ser verificada quando:

Para uma alma não reforçada:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (4.24a)$$

Para uma alma reforçada:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (4.24b)$$

**Nota:** O valor recomendado para  $\eta$  é 1,2 para aços de qualidade superior a S460 e 1,0 para as restantes qualidades de aço.

Se se verificar uma destas condições, a alma deverá ser reforçada, pelo menos, com reforços transversais nos apoios.

Segue-se o procedimento a usar para verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal.

Inicialmente, calcula-se o coeficiente de encurvadura por esforço transversal,  $k_\tau$ .

Para almas com reforços transversais nos apoios, mas sem reforços transversais intermédios:

$$k_{\tau} = 5,34^1 \quad (4.25a)$$

Para almas com reforços transversais rígidos e sem reforços longitudinais ou com mais de dois reforços longitudinais:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,0 \left(\frac{b}{a}\right)^2 + k_{\tau st}, \text{ para } a/b \geq 1 \quad (4.25b)$$

$$k_{\tau} = 4,0 + 5,34 \left(\frac{b}{a}\right)^2 + k_{\tau st}, \text{ para } a/b < 1 \quad (4.25c)$$

Onde:

$$k_{\tau st} = 9 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{st}}{t^3 b}\right)^3} \geq \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{st}}{b}} \quad (4.26)$$

Sendo  $I_{st}$  o momento de inércia dos reforços longitudinais relativamente ao eixo dos  $zz$  e  $a$  é a distância entre reforços longitudinais. Para almas com dois ou mais reforços longitudinais, não necessariamente igualmente espaçados,  $I_{st}$  é a soma dos momentos de inércia de cada reforço longitudinal.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura,  $V_{b,Rd}$  é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad [kN] \quad (4.27)$$

A contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversal pode obter-se segundo a fórmula:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad [kN] \quad (4.28)$$

Para determinar o valor do fator  $\chi_w$  (Tabela 4.1) é necessário calcular o valor da esbelteza  $\bar{\lambda}_w$  (equações (4.29 a 4.32)).

<sup>1</sup> Este valor equivale a considerar  $b/a \approx 0$  ( $a \gg b$ ).

Tabela 4. 1 - Contribuição da alma  $\chi_w$  para a resistência à encurvadura por esforço transverso.

|   | Rigid end post                 | Non-rigid end post     |
|---|--------------------------------|------------------------|
| $\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$           | $\eta$                         | $\eta$                 |
| $0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$ | $0,83/\bar{\lambda}_w$         | $0,83/\bar{\lambda}_w$ |
| $\bar{\lambda}_w \geq 1,08$             | $1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$ | $0,83/\bar{\lambda}_w$ |

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (4.29)$$

Em que a tensão crítica de corte é  $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ . A tensão  $\sigma_E$  expressa-se por:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [kPa] \quad (4.30)$$

No entanto, para almas com reforços transversais nos apoios, a esbelteza pode ser simplifadamente calculada segundo a seguinte equação:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t \varepsilon} \quad (4.31)$$

Para almas com reforços transversais nos apoios e com reforços transversais intermédios, com reforços longitudinais ou ambos, a esbelteza é dada por:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \quad (4.32)$$

Quanto à contribuição dos banzos para a resistência à encurvadura por esforço transverso, esta pode ser obtida através da fórmula:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] \quad [kN] \quad (4.33)$$

É de notar que  $b_f$  não deve ser superior a  $15 \varepsilon t_f$  para cada lado da alma. O coeficiente  $c$  obtém-se por:

$$c = a \left( 0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right) \quad [m] \quad (4.34)$$

O valor de cálculo da resistência à flexão numa secção transversal constituída apenas pelos banzos é calculado do seguinte modo:

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad [kNm] \quad (4.35)$$

Desta forma, respeitando a cláusula 5.5 do EC3-1-5, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal deve ser feita do seguinte modo:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.36)$$

Quanto à interação entre o esforço transversal e o momento fletor, desde que  $\bar{\eta}_3$  não exceda 0,5, o valor de cálculo do momento fletor resistente não necessita de ser reduzido para ter em conta o esforço transversal. Caso contrário, o efeito combinado da flexão e do esforço transversal na alma de uma viga em I ou em caixão deverá satisfazer a condição:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0, \text{ para } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (4.37)$$

Em que:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad (4.38)$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (4.39)$$

Caso não seja necessária a colocação de reforços transversais intermédios, consideram-se apenas dois reforços transversais duplos nas extremidades, para o caso destas serem rígidas, com uma área igual ou maior a  $4h_w t^2/e$ , em que  $e > 0,1h_w$  (Figura 4.1a)).

Quanto a uma extremidade não rígida, esta pode ser formada por um único reforço transversal duplo (Figura 4.1b)).

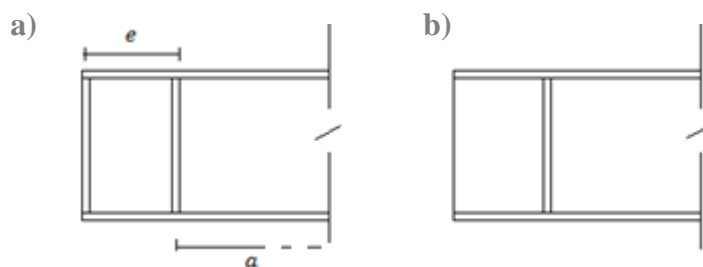


Figura 4. 1 - a) Extremidade rígida; b) Extremidade não rígida.

Este reforço deve resistir a um esforço de compressão igual à reação no apoio. Verificando a resistência à encurvadura do reforço transversal, a sua secção efetiva deve ser considerada como induzindo uma altura da alma igual a  $15\epsilon t_w$  de cada lado do reforço, como se verifica na Figura 4.2. Segundo a cláusula 9.4 do EC3-1-5, a resistência à encurvadura dos reforços transversais na direção perpendicular à alma deve ser determinada com base na curva de encurvadura  $c$  e com um comprimento de encurvadura não inferior a  $0,75h_w$  ou superior conforme as condições de apoio.

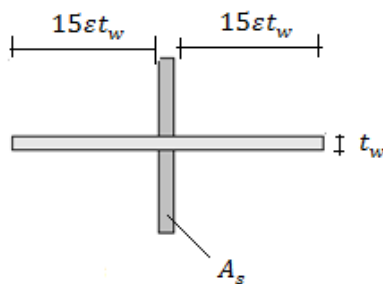


Figura 4. 2 - Secção efetiva do reforço.

#### ➤ Encurvadura por flexão composta fora do plano

Segundo a cláusula 6.3.4 do EC3-1-1, o Método Geral pode ser utilizado para verificação da encurvadura em pórticos planos constituídos por elementos isolados com secção transversal monossimétrica variável ou uniforme. A resistência global à encurvadura fora do plano de qualquer componente estrutural pode ser assegurada verificando a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,z} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (4.40)$$

Os valores característicos do esforço de compressão e momento fletor resistentes para secções da classe 4 são calculados do seguinte modo:

$$N_{Rk} = A_{eff} f_y \quad [kN] \quad (4.41)$$

$$M_{y,Rk} = W_{eff,y} f_y \quad [kNm] \quad (4.42)$$

Para elementos solicitados à compressão axial, o valor de  $\chi$  é determinado através de:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (4.43)$$

Em que:

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \quad (4.44)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A^2 f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{N_{c,Rd}}{N_{Ed}}} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,N}}{\mu_{cr,N}}} \quad (4.45)$$

Onde:

$$\mu_{Rd,N} = \min \left( \frac{N_{c,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right) \quad (4.46)$$

$$\mu_{cr,N} = \frac{N_{cr,médio}}{N_{Ed,médio}} \quad (4.47)$$

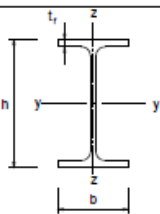
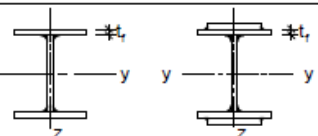

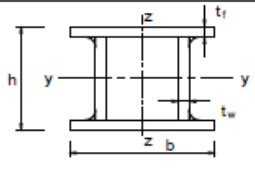
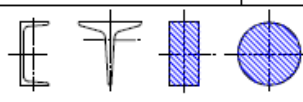
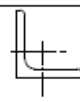
O fator de imperfeição  $\alpha$  corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada na Tabela 4.2.

Tabela 4. 2 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (CEN, 2005).

|                                |       |      |      |      |      |
|--------------------------------|-------|------|------|------|------|
| Curva de encurvadura           | $a_0$ | a    | b    | c    | d    |
| Factor de imperfeição $\alpha$ | 0,13  | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

<sup>2</sup> Valor correspondente à área bruta para secções transversais das classes 1, 2 e 3 ou à área efetiva para secções transversais da classe 4.

Tabela 4. 3 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005).

| Secção transversal              |   | Limites  | Encurva-<br>dura em<br>relação<br>ao eixo | Curva de<br>encurvadura          |                |
|---------------------------------|---|--|---|----------------------------------|----------------|
|                                 |   |  |   | S 235<br>S 275<br>S 355<br>S 420 | S 460          |
| Perfis laminados                |    | $t_f \leq 40 \text{ mm}$   | y - y                                     | a                                | a <sub>0</sub> |
|                                 |   |  | z - z                                     | b                                | a <sub>0</sub> |
|                                 |   | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$                            | y - y                                     | b                                | a              |
|                                 |   |  | z - z                                     | c                                | a              |
|                                 |   | $t_f \leq 100 \text{ mm}$  | y - y                                     | b                                | a              |
|                                 |   |  | z - z                                     | c                                | a              |
|                                 |   | $t_f > 100 \text{ mm}$   | y - y                                     | d                                | c              |
|                                 |   |  | z - z                                     | d                                | c              |
| Perfis I soldados               |    | $t_f \leq 40 \text{ mm}$   | y - y                                     | b                                | b              |
|                                 |   |  | z - z                                     | c                                | c              |
|                                 |   | $t_f > 40 \text{ mm}$  | y - y                                     | c                                | c              |
|                                 |   |  | z - z                                     | d                                | d              |
| Secções<br>tubulares            |    | acabadas a quente  | qualquer                                  | a                                | a <sub>0</sub> |
|                                 |   | enformadas a frio  | qualquer                                  | c                                | c              |
| Secções em caixão<br>soldadas   |   | em geral (excepto como<br>abaixo indicado)                           | qualquer                                  | b                                | b              |
|                                 |   | soldaduras espessas:<br>$a > 0,5t_f$<br>$b/t_f < 30$<br>$h/t_w < 30$ | qualquer                                  | c                                | c              |
| Perfis U, T e<br>secções cheias |  |  | qualquer                                  | c                                | c              |
| Cantoninas                      |  |  | qualquer                                  | b                                | b              |

No entanto, nos casos em que a esbelteza  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ou para  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ , os efeitos de encurvadura poderão ser desprezados.

Para elementos em flexão, o valor de  $\chi_{LT}$  deverá ser determinado a partir de:

$$\chi_{LT,z} = \frac{1}{\phi_{LT,z} + \sqrt{\phi_{LT,z}^2 - \lambda_{LT,z}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (4.48)$$

Em que:

$$\phi_{LT,z} = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,z}^2 \right] \quad (4.49)$$



$$\bar{\lambda}_{LT,z} = \sqrt{\frac{W^3 f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,M}}{\mu_{cr,M}}} \quad (4.50)$$

Onde:

$$\mu_{Rd,M} = \min \left( \frac{M_{c,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right) \quad (4.51)$$

$$\mu_{cr,M} = \frac{M_{cr,j}}{M_{Ed,max}} \quad (4.52)$$

O fator de imperfeição  $\alpha$  corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada na Tabela 4.4.

Tabela 4. 4 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005).

| Curva de encurvadura                | a    | b    | c    | d    |
|-------------------------------------|------|------|------|------|
| Factor de imperfeição $\alpha_{LT}$ | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

Tabela 4. 5 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a expressão (4.48) (CEN, 2005).

| Secção transversal          | Limites      | Curva de encurvadura |
|-----------------------------|--------------|----------------------|
| Secções em I laminadas      | $h/b \leq 2$ | a                    |
|                             | $h/b > 2$    | b                    |
| Secções em I soldadas       | $h/b \leq 2$ | c                    |
|                             | $h/b > 2$    | d                    |
| Outras secções transversais | -            | d                    |

Para esbeltezas  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$  ou para  $\frac{M_{Ed,y}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ , os efeitos da encurvadura lateral poderão ser ignorados.

**Nota:** Segundo o Anexo Nacional,  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ .

O esforço axial e o momento fletor críticos calculam-se através das respetivas expressões:

<sup>3</sup> Valor correspondente ao módulo de flexão plástico para secções transversais das classes 1 e 2, ao módulo de flexão elástico para secções transversais da classe 3 ou ao módulo de flexão efetivo para secções transversais da classe 4.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \quad [kN] \quad (4.53)$$

$$M_{cr,u} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z \left( GI_t + \frac{\pi^2}{L^2} EI_\omega \right)} \quad [kNm] \quad (4.54)$$

Segundo Marc Braham, o valor do momento fletor crítico pode escrever-se:

$$|M_{j,cr}| = \zeta M_{cr,u} \quad [kNm] \quad (4.55)$$

O fator  $\zeta$  depende da orientação do diagrama do momento fletor, do fator  $\alpha$  do elemento, do gradiente  $\psi$  e ainda do parâmetro  $\chi$  (Figura 4.3):

$$\alpha = (h_2 - h_1)/h_1 \quad (4.56)$$

$$\psi = M_1/M_2 \quad (4.57)$$

$$\chi = \frac{EI_\omega}{GI_t L^2} \quad (4.58)$$

Por conseguinte, o fator  $\zeta$  pode definir-se segundo a fórmula:

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{a\psi^2 + b\psi + c}} \quad (4.59)$$

Para valores de  $\chi \geq 0,2$ , os valores de  $\zeta$  são calculados considerando  $\chi = \infty$  ( $\zeta_\infty$ ). Caso contrário ( $\chi < 0,2$ ), os valores de  $\zeta$  são calculados considerando  $\chi = 0$  ( $\zeta_0$ ) ou através da interpolação linear:

$$\zeta = \zeta_0 + 5(\zeta_\infty - \zeta_0)\chi \quad (4.60)$$

Para calcular o momento fletor crítico para um elemento de inércia variável, Marc Braham propõe a consideração de uma altura da alma equivalente:

$$h_{eq} = h_2 \sqrt{0,325 + 0,423 \frac{h_1}{h_2} + 0,252 \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^2} \quad [m] \quad (4.61)$$

Em que  $h_1$  e  $h_2$  são as alturas das almas da menor e maior secção da viga. Quanto ao esforço axial crítico, este é considerado como a média dos valores do esforço axial crítico das secções extremas do elemento (Braham, 1997).

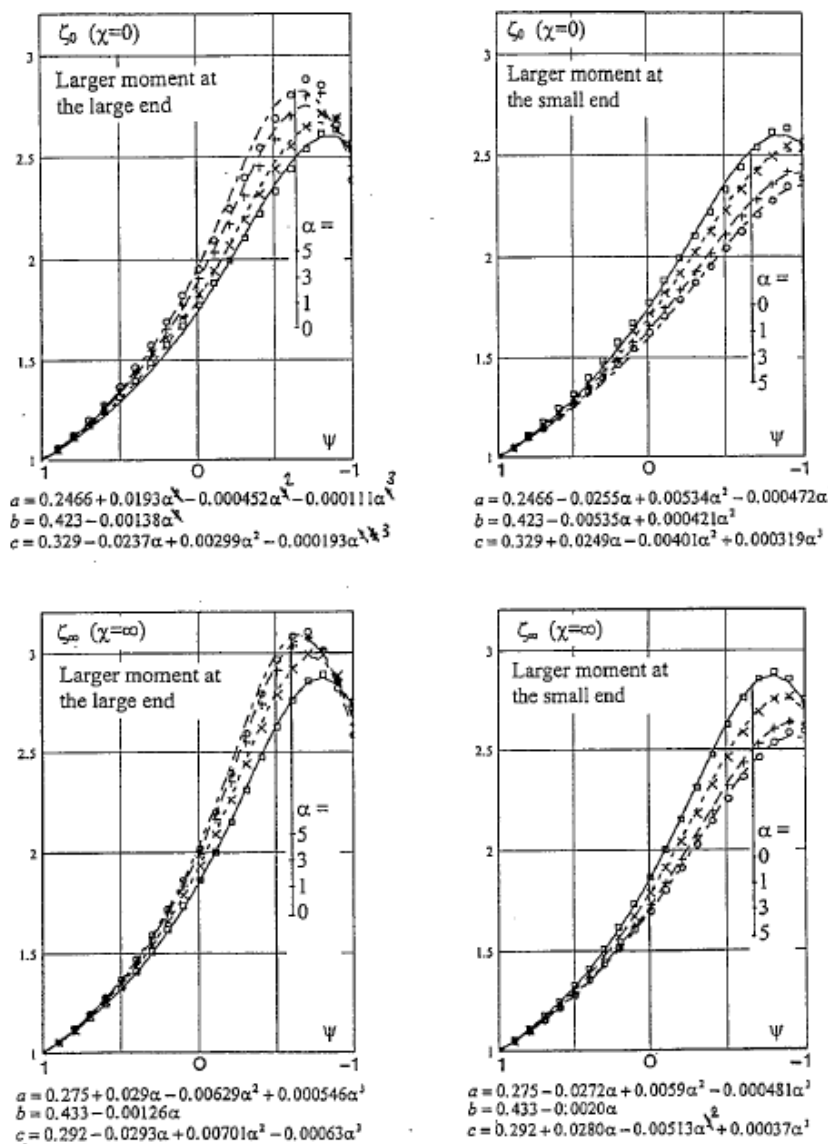


Figura 4.3 - Valores do fator  $\zeta$  para determinação do momento crítico (Braham, 1997).

#### 4.2.2. Estados Limites de Utilização/Serviço (ELS)

##### ➤ Deslocamentos verticais

Segundo o Anexo Nacional, os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios são indicados na Tabela 4.6.

Tabela 4. 6 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (CEN, 2005).

| Condições  | Limites (ver a Figura NA.1) |            |
|--|-----------------------------|------------|
|  | $\delta_{max}$              | $\delta_2$ |
| Coberturas em geral  | L/200                       | L/250      |
| Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção   | L/250                       | L/300      |
| Pavimentos em geral  | L/250                       | L/300      |
| Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis                           | L/250                       | L/350      |
| Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último) | L/400                       | L/500      |
| Quando $\delta_{max}$ possa afectar o aspecto do edifício  | L/250                       | -          |
| NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.     |                             |            |

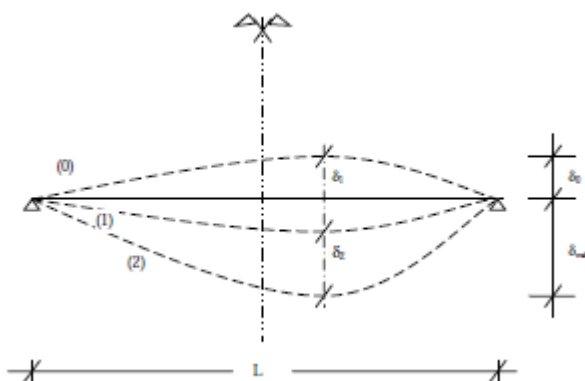


Figura 4. 4 - Representação dos deslocamentos verticais (CEN, 2005).

Tem-se como flecha no estado final, relativamente à linha reta que une os apoios:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad [m] \quad (4.62)$$

A contra-flecha da viga  $\delta_0$  no estado não carregado considera-se igual a zero. A variação da flecha  $\delta_1$  devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação corresponde a:

$$\delta_1 = \frac{G_k l^4}{76,8EI} \quad [m] \quad (4.63)$$

A variação da flecha  $\delta_2$  devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis vale:

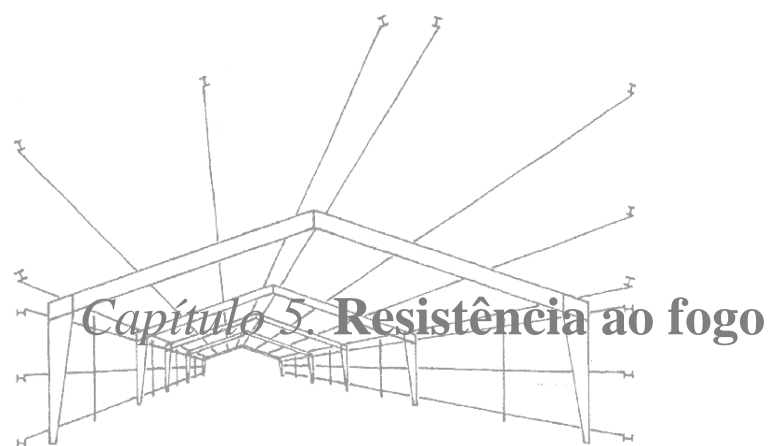
$$\delta_2 = \frac{Q_k l^4}{76,8EI} \quad [m] \quad (4.64)$$

➤ Deslocamentos horizontais

Segundo o Anexo Nacional, o limite recomendado para o deslocamento horizontal no topo dos pilares de pórticos sem aparelhos de elevação para as combinações características é:

$$\delta_{h,lim} = h/150 \quad [m] \quad (4.65)$$









## Capítulo 5. Resistência ao fogo

Devido à grande condutibilidade térmica do aço que provoca a diminuição drástica da capacidade resistente do mesmo com o aumento da temperatura, é imprescindível a verificação e análise dos elementos metálicos em situação de incêndio.

### 5.1. Combinação de acidente

A combinação referente à situação de incêndio considerada como situação acidental encontra-se descrita no Anexo B desta dissertação. Em sua substituição pode-se considerar o efeito das ações a alta temperatura como:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad [kN \text{ ou } kNm] \quad (5.1)$$

Considerando que  $E_{fi,d}$  é o valor de cálculo do efeito das ações a alta temperatura e  $E_d$  é o valor de cálculo do efeito das ações à temperatura ambiente. O fator de redução  $\eta_{fi}$  pode ser determinado pela expressão (5.2), razão do valor resultante da combinação de ações em situação de incêndio e do valor resultante da combinação de ações a 20°C (Franssen and Vila Real, 2010).

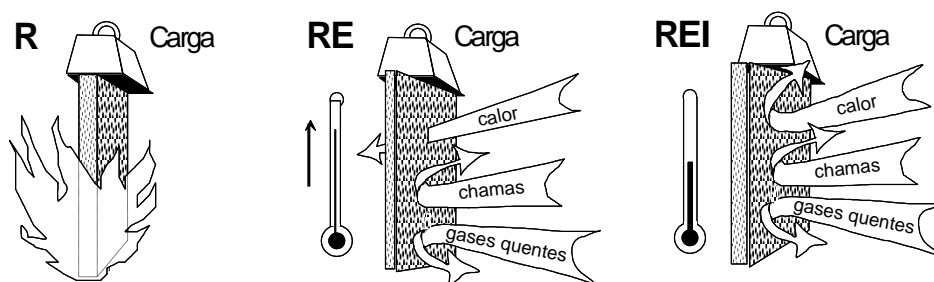
$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (5.2)$$

Para edifícios correntes, pode adotar-se  $\eta_{fi} = 0,65$ .

### 5.2. Qualificações da resistência ao fogo

Em função do tipo de edifício, da sua altura e do risco de incêndio local, independentemente dos materiais que constituem a estrutura, existem regulamentos que definem a classe de resistência ao fogo a que os edifícios devem pertencer. Assim sendo, para elementos a que se exija apenas a função de suporte (exigência de resistência mecânica), admite-se que esta função deixa de ser cumprida quando se esgota a capacidade resistente do elemento submetido a um processo térmico. Neste caso, considera-se que o elemento cumpre o critério R, durante o tempo que satisfaz tal exigência. Para elementos em que se exija apenas a função de compartimentação, admite-se que esta função deixa de

ser cumprida quando se verifica a emissão de chamas ou gases inflamáveis pela face do elemento não exposto ao fogo seja por atravessamento ou produção local devida à elevação de temperatura (exigência de estanquidade), ou quando no decurso do mesmo processo térmico se atinjam certos limites de temperatura na face do elemento não exposto ao fogo (exigência de isolamento térmico). Se se considerar a exigência de estanquidade, diz-se que o elemento cumpre o critério E, caso se considere a exigência de isolamento, diz-se que o elemento cumpre o critério I. A Figura 5.1 ilustra estes três tipos de qualificação (Vila Real, 2003).



**Figura 5. 1 - Noção dos três tipos de qualificação da resistência ao fogo (Vila Real, 2003).**

### 5.3. Análise térmica

A análise térmica diz respeito à determinação dos efeitos causados pela ocorrência de um incêndio nos elementos estruturais e constitui o primeiro passo na avaliação da resistência mecânica em situação de incêndio. Com essa finalidade, existem vários modelos para determinar a evolução da temperatura no aço.

Para o caso de estudo referido no capítulo seguinte será considerada a curva de incêndio padrão ISO 834 (Figura 5.2), curva nominal mais utilizada como referência para a resistência ao fogo. As curvas de incêndio nominais são funções analíticas que nos dão a temperatura em função do tempo. O termo “nominais” deve-se ao facto deste tipo de curvas não representar um incêndio real. A curva de incêndio padrão ISO 834 pode ser definida pela equação:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8 t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.3)$$

Em que:

$\theta_g$  - temperatura dos gases no compartimento de incêndio [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$t$  - tempo [min].

A curva de incêndio padrão ISO 834 tem algumas limitações:

- Tem que ser considerada em todo o compartimento, mesmo sendo um grande compartimento;
- Não considera a fase pré-flashover;
- Nunca decresce;
- Não depende da carga de incêndio e das condições de ventilação.

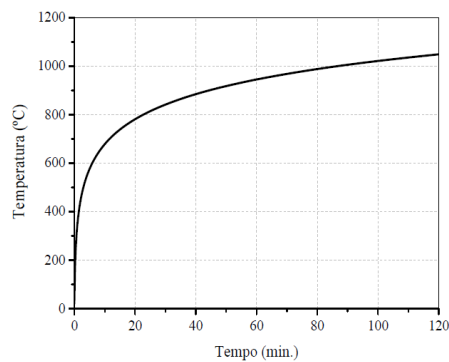


Figura 5. 2 - Temperatura de um compartimento sujeito à curva de incêndio ISO 834.

Ao contrário das curvas nominais, o modelo de incêndio natural procura aproximar de forma mais realista o comportamento de um fogo real, como se verifica na Figura 5.3.

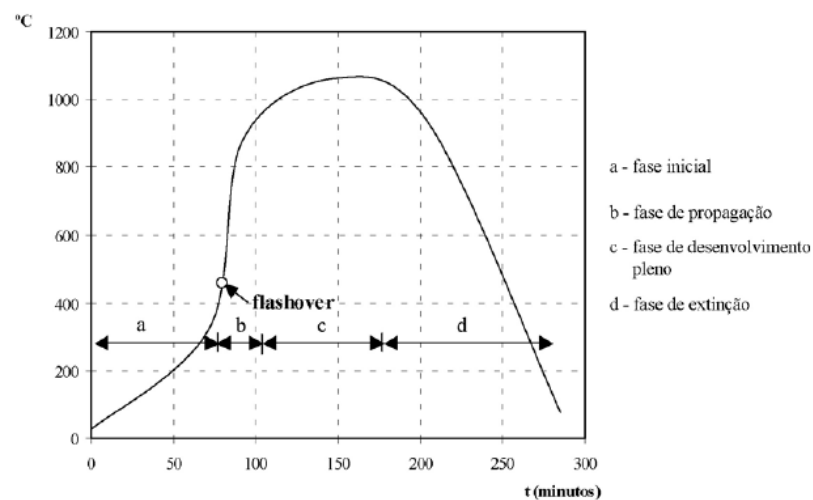


Figura 5. 3 - Curva de incêndio natural com as fases de incêndio (Vila Real, 2003).

### 5.3.1. Fator de sombra

Na EC3-1-2 são referidas expressões que permitem determinar de uma forma simplificada o aumento de temperatura,  $\Delta\theta_{a,t}$ , da secção transversal de um perfil metálico com ou sem proteção considerando uma distribuição uniforme de temperaturas. O aumento de temperatura num perfil não protegido para um intervalo de tempo  $\Delta t$  é dado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.4)$$

Em que:

$k_{sh}$  - fator de correção para o efeito de sombra;

$A_m/V$  - fator de massividade da secção transversal do perfil não protegido [ $\text{m}^{-1}$ ];

$A_m$  - área do perfil exposta ao fogo por unidade de comprimento [ $\text{m}^2/\text{m}$ ];

$V$  - volume do perfil por unidade de comprimento [ $\text{m}^3/\text{m}$ ];

$c_a$  - calor específico do aço ( $c_a \approx 600 \text{ J/kgK}$ );

$\rho_a$  - peso volúmico do aço ( $\rho_a \approx 7850 \text{ kg/m}^3$ );

$\dot{h}_{net,d}$  - valor de cálculo da densidade de fluxo de calor por unidade de área [ $\text{W/m}^2$ ].

O fluxo de calor referido é dado pela seguinte expressão:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) + \Phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [\text{W/m}^2] \quad (5.5)$$

Em que:

$\dot{h}_{net,c}$  - fluxo de calor por convecção [ $\text{W/m}^2$ ].;

$\dot{h}_{net,r}$  - fluxo de calor por radiação [ $\text{W/m}^2$ ].;

$\alpha_c$  - coeficiente de convecção (para a curva de incêndio padrão ISO 834:  $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$ );

$\theta_g$  - temperatura do gás na vizinhança da superfície [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\theta_m$  - temperatura na superfície do perfil metálico [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\Phi$  - fator de configuração (de acordo com o EC1:  $\Phi = 1,0$ );

$\varepsilon_f$  - emissividade relativa ao compartimento de incêndio (considera-se  $\varepsilon_f = 1,0$ );

$\varepsilon_m$  - emissividade relativa ao material que compõe a superfície do elemento (para os aços carbono:  $\varepsilon_m = 0,7$ ; para os aços inoxidáveis:  $\varepsilon = 0,4$  e para os restantes materiais  $\varepsilon = 0,8$ );

$\sigma$  - é a constante de Stephan-Boltzmann ( $\sigma = 5,67 \times 10^8 \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ );

$\theta_r$  - temperatura de radiação na vizinhança do perfil metálico [ $^{\circ}\text{C}$ ] (pode considerar-se  $\theta_r = \theta_m$ ).

Substituindo a expressão anterior na equação (5.4), obtém-se:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \{ \alpha_c (\theta_g - \theta_m) + \Phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \} \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.6)$$

O fator de correção para o efeito de sombra na generalidade das secções é calculado por:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (5.7a)$$

Onde:

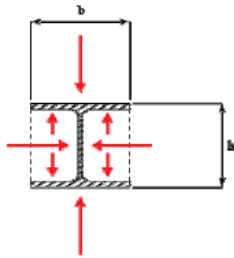
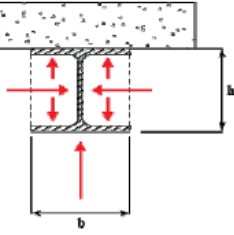
$[A_m/V]_b$  - fator de forma considerando o perfil com proteção em caixão [ $\text{m}^{-1}$ ].

Excetuem-se as secções em I ou H e as secções convexas, em que o valor do fator de sombra é, respetivamente:

$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (5.7b)$$

$$k_{sh} = 1,0 \quad (5.7c)$$

Tabela 5. 1 - Definição do fator de forma  $[A_m/V]_b$  (Franssen and Vila Real, 2010).

| Esquema   | Factor de forma<br>$[A_m/V]_b$                            |
|---|---|
|  | $\frac{2(b+h)}{\text{área da secção transversal do aço}}$ |
|  | $\frac{2h+b}{\text{área da secção transversal do aço}}$   |

Considerando um perfil metálico sem proteção sujeito a curva de incêndio padrão ISO 834 é possível para diferentes valores de  $k_{sh} \frac{A_m}{V}$  e diferentes valores de tempo  $t_{fi,req}$ , tempo esse que decorre desde o início de um processo de aquecimento a que o elemento é submetido até ao momento em que ele deixa de desempenhar as funções para que foi projetado, determinar a temperatura a que o elemento se encontra sujeito,  $\theta_d$ , através de nomogramas ou tabelas. Comparando o valor de  $\theta_{a,d}$  com o valor da temperatura crítica,  $\theta_{cr,d}$  verifica-se a segurança ao fogo no domínio da temperatura, como se refere no subcapítulo seguinte. Calculando o valor de  $k_{y,\theta}$  em situação de colapso da estrutura, o valor da temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  para secções transversais das classes 1, 2 e 3 pode ser determinado através da Tabela 5.2 ou através da equação:

$$\theta_{cr,d} = 39,19 \ln \left[ \frac{1}{0,9674 k_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.8a)$$

Para o caso das secções transversais da classe 4, o valor da temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  considera-se conservativamente 350°C ou determina-se através da Tabela 5.2, notando que  $k_{0,2p,\theta}$  é calculado em situação de colapso:

$$E_{fi,d} = R_{fi,d} = k_{0,2p,\theta} R_{fi,d,0} \quad [kN \text{ ou } kNm] \quad (5.8b)$$

De forma análoga, para diferentes valores de  $k_{sh} \frac{A_m}{V}$  e diferentes valores da temperatura crítica  $\theta_{a,cr}$ , é possível determinar o valor do tempo que o elemento demora a atingir a temperatura crítica,  $t_{fi,d}$ . Comparando este valor do tempo com o valor tempo regulamentar  $t_{fi,req}$ , verifica-se a segurança ao fogo através do domínio do tempo, como adiante se refere.

Para secções transversais de perfis metálicos protegidos sujeitos a uma distribuição uniforme de temperatura, o aumento de temperatura  $\Delta\theta_{a,t}$  para um intervalo de tempo  $\Delta t$  é dado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \phi/2)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.9)$$

Sendo a quantidade de calor armazenada na proteção dada pela expressão:

$$\phi = \frac{c_p d_p \rho_p A_p}{c_a \rho_a V} \quad (5.10)$$

Em que:

$A_p/V$  - fator de massividade da secção transversal do perfil protegido [ $m^{-1}$ ];

$A_p$  - área do material de proteção contra incêndio por unidade de comprimento do elemento [ $m^2/m$ ];

$V$  - volume do perfil por unidade de comprimento [ $m^3/m$ ];

$\lambda_p$  - condutibilidade térmica do material de proteção [ $W/mK$ ];

$c_p$  - calor específico do material de proteção [ $J/kgK$ ];

$\rho_p$  - peso volúmico do material de proteção [ $kg/m^3$ ];

$d_p$  - espessura do material de proteção [ $m$ ];

$\Delta\theta_{g,t}$  - temperatura ambiente [ $^{\circ}\text{C}$ ].

Verifica-se que a equação (5.9) tem demasiadas variáveis. No entanto, considerando  $\phi = 0$ , vem:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p/d_p}{c_a\rho_a} \frac{A_p}{V} (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (5.11)$$

À semelhança do que acontece para elementos não protegidos, pode-se construir uma tabela de duas entradas com os parâmetros variáveis. Para diferentes valores de  $\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p}$  é possível determinar os valores de tempo e de temperatura para verificação da segurança em situação de incêndio.

No entanto, para materiais de proteção pesados ( $\phi \neq 0$ ), em que a sua capacidade térmica  $d_p A_p c_p \rho_p$  é superior a metade da capacidade térmica do aço  $c_a \rho_a V/2$  é necessário corrigir o fator de massividade modificado, usando-se:

$$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} \left( \frac{1}{1+\phi/2} \right) \quad [\text{W}/\text{m}^3\text{K}] \quad (5.12)$$

#### 5.4. Análise mecânica

O EC3-1-2 permite que a verificação estrutural ao fogo se faça em três domínios distintos, alguns deles já referidos anteriormente (Figura 5.4):

- Tempo:  $t_{fi,d} \geq t_{fi,req}$
- Resistência:  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$  para o tempo  $t_{fi,req}$
- Temperatura:  $\theta_{a,d} \leq \theta_{cr,d}$  para o tempo  $t_{fi,req}$

Onde:

$t_{fi,d}$  - valor de dimensionamento da resistência ao fogo [*min*];

$t_{fi,req}$  - tempo de resistência ao fogo regulamentar [*min*];

$E_{fi,d,t}$  - valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio ao longo do tempo  $t$ , o qual é normalmente considerado constante durante do incêndio,  $E_{fi,d}$  [*kN ou kNm*];

$R_{fi,d,t}$  - valor de cálculo da resistência em situação de incêndio ao longo do tempo  $t$  [*kN ou kNm*];



$\theta_{a,d}$  - valor de cálculo da temperatura do aço [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$\theta_{cr,d}$  - valor de cálculo da temperatura crítica, isto é, temperatura de colapso da estrutura metálica [ $^{\circ}\text{C}$ ].

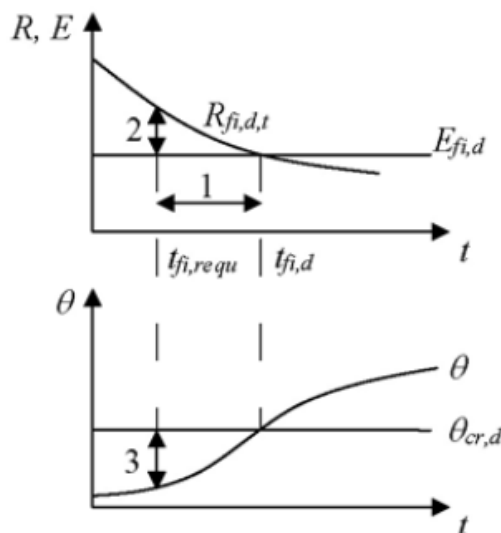


Figura 5. 4 - Os diferentes domínios de verificação de segurança para curvas nominais: 1-tempo; 2-resistência e 3-temperatura (Franssen and Vila Real, 2010).

É de salientar que no caso dos métodos simplificados de cálculo podem ser utilizados os diferentes domínios de verificação da segurança em situação de incêndio, enquanto que, nos métodos avançados de cálculo, normalmente, apenas é possível a verificação da segurança ao fogo no domínio do tempo.

Para verificação da resistência ao fogo, é necessário referir a alteração de alguns fatores relativamente à análise de estruturas a temperatura ambiente.

A temperatura elevada, a classificação das secções transversais é idêntica ao caso de temperatura a  $20^{\circ}\text{C}$ , diferindo no cálculo do parâmetro  $\varepsilon$ , como se constata na equação (5.13):

$$\varepsilon_{\theta} = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.13)$$

Destacando que, a temperatura elevada, os valores do módulo de elasticidade longitudinal do aço ou módulo de Young,  $E$  bem como da tensão de cedência,  $f_y$  à temperatura de  $20^{\circ}\text{C}$  (secções transversais das classes 1, 2 e 3) são afetados dos

coeficientes de redução  $k_{E,\theta}$  e  $k_{y,\theta}$  respetivamente, demonstra-se a fórmula citada anteriormente. O valor da razão  $\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$  considerado é uma aproximação dos valores calculados para temperaturas entre 500°C e 800°C.

$$\varepsilon_{\theta} = \sqrt{\frac{235}{f_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{E_{\theta}}{210000}} = \sqrt{\frac{235}{k_{y,\theta} f_y}} \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{210000}} = \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{\frac{E}{210000}} = \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \approx 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Em que:

$$E_{\theta} = k_{E,\theta} E \quad [kPa] \quad (5.14)$$

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y \quad [kPa] \quad (5.15)$$

Para secções transversais da classe 4, considera-se uma secção transversal efetiva e como tensão de cedência a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, ao contrário da tensão correspondente a uma extensão total de 2% utilizada para os elementos das classes 1, 2 e 3.

$$f_{y,\theta} = f_{0.2p,\theta} = k_{0.2p,\theta} f_y \quad [kPa] \quad (5.16)$$

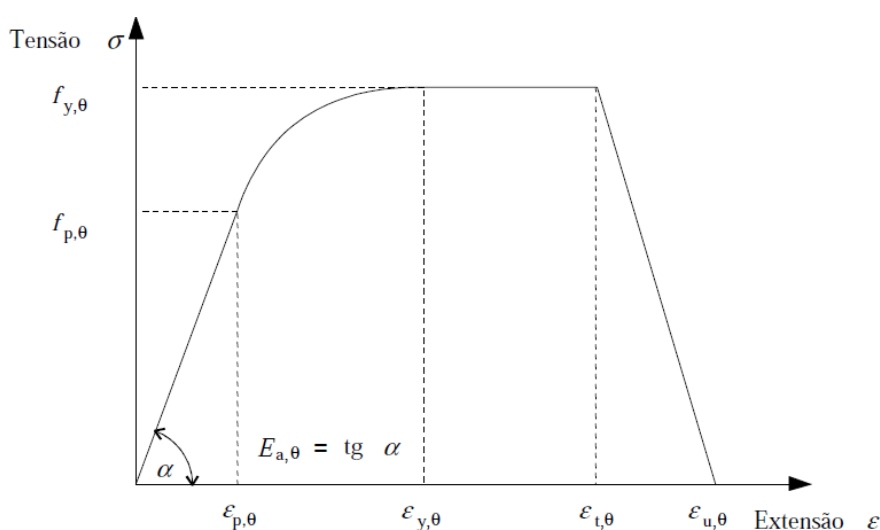


Figura 5.5 - Relação tensões-extensões para o aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005).

Tabela 5. 2 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço carbono a temperaturas elevadas.

| Temperatura do aço $\theta_a$ | Fatores de redução à temperatura $\theta_a$ relativas ao valor de $f_y$ ou $E_a$ a 20°C |                |                   |
|-------------------------------|---|----------------|-------------------|
|                               | $k_{y,\theta}$  | $k_{E,\theta}$ | $k_{0.2p,\theta}$ |
| 20°C                          | 1,000   | 1,000          | 1,000             |
| 100°C                         | 1,000   | 1,000          | 1,000             |
| 200°C                         | 1,000   | 0,900          | 0,890             |
| 300°C                         | 1,000   | 0,800          | 0,780             |
| 400°C                         | 1,000   | 0,700          | 0,650             |
| 500°C                         | 0,780   | 0,600          | 0,530             |
| 600°C                         | 0,470   | 0,310          | 0,300             |
| 700°C                         | 0,230   | 0,130          | 0,130             |
| 800°C                         | 0,110   | 0,090          | 0,070             |
| 900°C                         | 0,060   | 0,0675         | 0,050             |
| 1000°C                        | 0,040   | 0,0450         | 0,030             |
| 1100°C                        | 0,020   | 0,0225         | 0,020             |
| 1200°C                        | 0,000   | 0,000          | 0,000             |

Para secções transversais das classes 1, 2 ou 3, o valor de  $k_{y,\theta}$  pode ser determinado a partir da fórmula aproximada resultante dos valores da Tabela 5.2:

$$k_{y,\theta} = \left[ 0,9674 \left( e^{\frac{\theta_{a,d}-482}{39,19}} + 1 \right) \right]^{-1/3,833} \leq 1 \quad (5.17)$$

Como já referido, para secções transversais da classe 4, de modo a determinar o valor do fator de redução  $k_{0.2p,\theta}$  pode considerar-se conservativamente uma temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  de valor igual a 350°C (Franssen and Vila Real, 2010) ou considerar o elemento em situação de colapso, onde o valor do efeito das ações atuantes iguala o valor da resistência.

Considerando a secção transversal do elemento metálico com temperatura constante, devido à sua esbelteza e à grande condutibilidade térmica do material, apresentam-se seguidamente os métodos para verificação de resistência ao fogo.

➤ Tração

Segundo a cláusula 4.2.3 do EC3-1-2, o valor de cálculo da resistência  $N_{fi,\theta,Rd}$  de um elemento tracionado com uma temperatura uniforme  $\theta_a$  deverá ser determinado a partir de:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{c,Rd} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad [kN] \quad (5.18)$$

Onde:

$\gamma_{M0}$ ;  $\gamma_{M,fi}$  - fatores parciais de segurança para situação a temperatura ambiente e situação de incêndio, respetivamente;

$k_{y,\theta}$  - fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura  $\theta_a$ ;

$N_{c,Rd}$  - valor de cálculo da resistência da secção transversal a temperatura normal, de acordo com o EC3-1-1 [kN].

➤ Compressão

Para secções transversais sujeitas a esforço axial de compressão, o valor de cálculo do esforço resistente vale:

Para secções transversais das classes 1, 2 e 3:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{c,Rd} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad [kN] \quad (5.19a)$$

Para secções transversais da classe 4:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{0.2p,\theta} N_{c,Rd} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad [kN] \quad (5.19b)$$

O valor do esforço de compressão resistente  $N_{c,Rd}$  depende da classe da secção transversal, definido no Capítulo 5.

➤ Esforço transverso

O valor de cálculo da resistência ao esforço transverso  $V_{fi,t,Rd}$  no instante  $t$  de uma secção transversal deverá ser determinado através da expressão:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{rd} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad [kN] \quad (5.20)$$

Sendo que:

$k_{y,\theta,web}$  - fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura  $\theta_{web}$  (temperatura média na alma da secção);

$V_{rd}$  - valor de cálculo da resistência ao esforço transverso da secção transversal bruta a temperatura normal  $[kN]$ .

➤ Flexão simples

O valor de cálculo do momento fletor resistente no instante  $t$  à temperatura  $\theta_a$  é dado por:

Para secções transversais das classes 1 e 2:

$$M_{fi,tRd} = M_{pl,Rd} k_{y,\theta} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2} \quad [kNm] \quad (5.21a)$$

Para secções transversais da classe 3:

$$M_{fi,tRd} = M_{el,Rd} k_{y,\theta} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2} \quad [kNm] \quad (5.21b)$$

Para secções transversais da classe 4:

$$M_{fi,tRd} = M_{eff,Rd} k_{0.2p,\theta} \left[ \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2} \quad [kNm] \quad (5.21c)$$

Em que:

$k_{y,\theta}$  - fator de redução para a tensão de cedência do aço para secções transversais das classes 1, 2 e 3;

$k_{0,2p,\theta}$  - fator de redução para a tensão de cedência do aço para secções transversais da classe 4;

$M_{pl,Rd}$ ;  $M_{el,Rd}$ ;  $M_{eff,Rd}$  - valores de cálculo da resistência ao momento fletor para as diferentes classes das secções transversais, definidos no capítulo anterior [kNm];

$\kappa_1$ ;  $\kappa_2$  - fatores de adaptação para ter em conta a não uniformidade da temperatura na secção transversal. Estes fatores tomam os seguintes valores:  $\kappa_1 = 1,0$  para vigas expostas nos quatro lados;  $\kappa_1 = 0,7$  para vigas não protegidas com laje no banzo superior;  $\kappa_1 = 0,85$  para vigas protegidas com laje no banzo superior;  $\kappa_2 = 0,85$  nos apoios de vigas hiperestáticas e  $\kappa_2 = 1,0$  para os restantes casos.

#### ➤ Flexão com esforço transversal

Não é necessário proceder a qualquer redução do valor do momento fletor resistente, se o valor de cálculo do esforço transversal atuante  $V_{fi,Ed}$  não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico  $V_{fi,pl,Rd}$  e se a resistência da secção não for reduzida pela encurvadura por esforço transversal. Caso contrário, o momento fletor resistente deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adotando-se uma tensão de cedência reduzida na área resistente ao esforço transversal de:

$$(1 - \rho)k_{y,\theta}f_y \quad (5.22)$$

Na qual:

$$\rho = \left( \frac{2V_{fi,Ed}}{V_{fi,pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.23)$$

Para secções transversais em I, fletidas em relação ao eixo principal de maior inércia, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido, pode ser calculado segundo a fórmula:

$$M_{y,V,fi,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \text{ [kNm] , mas } M_{y,V,fi,Rd} \leq M_{y,c,fi,Rd} \quad (5.24)$$

➤ Flexão composta

Para secções transversais das classes 1 e 2 sujeitas a flexão composta em situação de incêndio deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$M_{fi,Ed} \leq M_{N,fi,Rd} \quad [kNm] \quad (5.25)$$

Os valores dos momentos fletores resistentes, segundo os eixos y-y e z-z são determinados a partir das fórmulas (5.26, 5.27a) e 5.27b)).

$$M_{N,y,fi,Rd} = \frac{M_{pl,y,fi,Rd}(1-n)}{1-0,5a} [kNm] , \text{ mas } M_{N,y,fi,Rd} \leq M_{pl,y,fi,Rd} \quad (5.26)$$

$$\text{Quando } n \leq a: M_{N,z,fi,Rd} = M_{pl,z,fi,Rd} [kNm] \quad (5.27a)$$

$$\text{Quando } n > a: M_{N,z,fi,Rd} = M_{pl,z,fi,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] [kNm] \quad (5.27b)$$

Sendo que:

$$n = N_{fi,Ed} / N_{pl,fi,Rd} \quad (5.28)$$

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} , \text{ mas } a \leq 0,5 \quad (5.29)$$

No entanto, o efeito do esfoço axial no cálculo do momento fletor resistente plástico poderá ser desprezado no caso de secções duplamente simétricas, em I, H ou outras, em relação ao eixo y-y, quando:

$$N_{fi,Ed} \leq 0,25N_{pl,fi,Rd} \quad [kN] \quad (5.30a)$$

$$N_{fi,Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} [kN] \quad (5.30b)$$

Em relação ao eixo z-z, esse efeito poderá ser desprezado quando:

$$N_{fi,Ed} \leq \frac{h_w t_w k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} [kN] \quad (5.31)$$

No caso de flexão desviada, opta-se pelo critério:

$$\left[ \frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{N,y,fi,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{N,z,fi,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (5.32)$$

**Nota:** Para secções em I e H:  $\alpha = 2$  e  $\beta = 5n$ ,  $\beta \geq 1$ .

Para secções transversais da classe 3, a tensão longitudinal máxima pode ser calculada do seguinte modo:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{A_{k,y,\theta}f_y/\gamma_{M,fi}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y,min}k_{y,\theta}f_y/\gamma_{M,fi}} + \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z,min}k_{y,\theta}f_y/\gamma_{M,fi}} \leq 1,0 \quad (5.33)$$

Em secções da classe 4, a tensão longitudinal atuante máxima, calculada com base nas secções transversais efetivas, deve obedecer ao seguinte critério:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{A_{eff,k_{0.2p,\theta}}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{y,fi,Ed} + N_{fi,Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,min}k_{0.2p,\theta}f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{z,fi,Ed} + N_{fi,Ed}e_{Nz}}{W_{eff,z,min}k_{0.2p,\theta}f_y/\gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (5.34)$$

#### ➤ Flexão composta com esforço transversal

Não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes definidos no ponto anterior, se o valor de cálculo do esforço transversal atuante  $V_{fi,Ed}$  não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico  $V_{pl,fi,Rd}$  e se a resistência da secção não for reduzida pela encurvadura por esforço transversal. Caso contrário, os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta deverão ser calculados adotando a tensão reduzida expressa na equação (5.22).

#### ➤ Encurvadura por esforço transversal

A resistência à encurvadura por esforço transversal em situação de incêndio para uma alma não reforçada deve ser verificada quando:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (5.35)$$

Em que o fator  $\varepsilon$  é calculado segundo a equação (5.13).



➤ Encurvadura por flexão composta fora do plano

A resistência global em situação de incêndio à encurvadura fora do plano de qualquer componente estrutural pode ser assegurada verificando a condição:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} N_{fi,Rk} / \gamma_{M,fi}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,z,fi} M_{y,fi,Rk} / \gamma_{M,fi}} \leq 1,0 \quad (5.36)$$

Os valores característicos do esforço de compressão e momento fletor resistentes em situação de incêndio para secções de classe 4 são calculados do seguinte modo:

$$N_{fi,Rk} = A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y \quad [kN] \quad (5.37)$$

$$M_{y,fi,Rk} = w_{eff,y} k_{0.2p,\theta} f_y \quad [kN] \quad (5.38)$$

Para elementos solicitados à compressão axial, o valor de  $\chi_{fi}$  é determinado através de:

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\phi_{z,\theta} + \sqrt{\phi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}}, \text{ mas } \chi_{fi} \leq 1,0 \quad (5.39)$$

Em que:

$$\phi_{z,\theta} = 0,5 \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2 \right] \quad (5.40)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (5.41)$$

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \bar{\lambda}_z \sqrt{k_{0.2p,\theta} / k_{E,\theta}} \quad (5.42)$$

Para elementos em flexão, o valor de  $\chi_{LT,fi}$  deverá ser determinado a partir de:

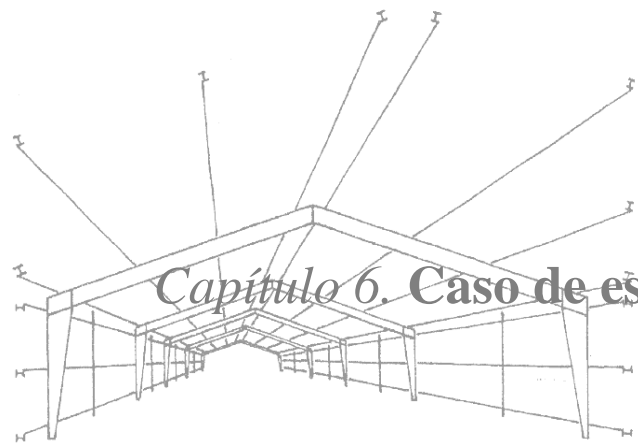
$$\chi_{LT,z,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,z,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,z,\theta}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT,fi} \leq 1,0 \quad (5.43)$$

Em que:

$$\phi_{LT,z,\theta} = 0,5 \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,z,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,z,\theta}^2 \right] \quad (5.44)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,z,\theta} = \bar{\lambda}_{LT,z} \sqrt{k_{0.2p,\theta} / k_{E,\theta}} \quad (5.45)$$





## *Capítulo 6. Caso de estudo*



## Capítulo 6. Caso de estudo

### 6.1. Descrição do edifício

Considerou-se para estudo, uma nave industrial com as seguintes características:

- Vão do pórtico:  $l = 40,000 \text{ m}$
- Comprimento do edifício:  $L = 30,000 \text{ m}$
- Ângulo da cobertura:  $\theta = 5,71^\circ$
- Altura dos pilares:  $h_p = 7,000 \text{ m}$
- Altura total do pórtico:  $h = 9,000 \text{ m}$
- Espaçamento entre pórticos:  $e_p = 7,500 \text{ m}$
- Espaçamento entre madres da cobertura:  $e_{mc} = 1,546 \text{ m}$
- Espaçamento entre madres da fachada:  $e_{mf} = 1,400 \text{ m}$

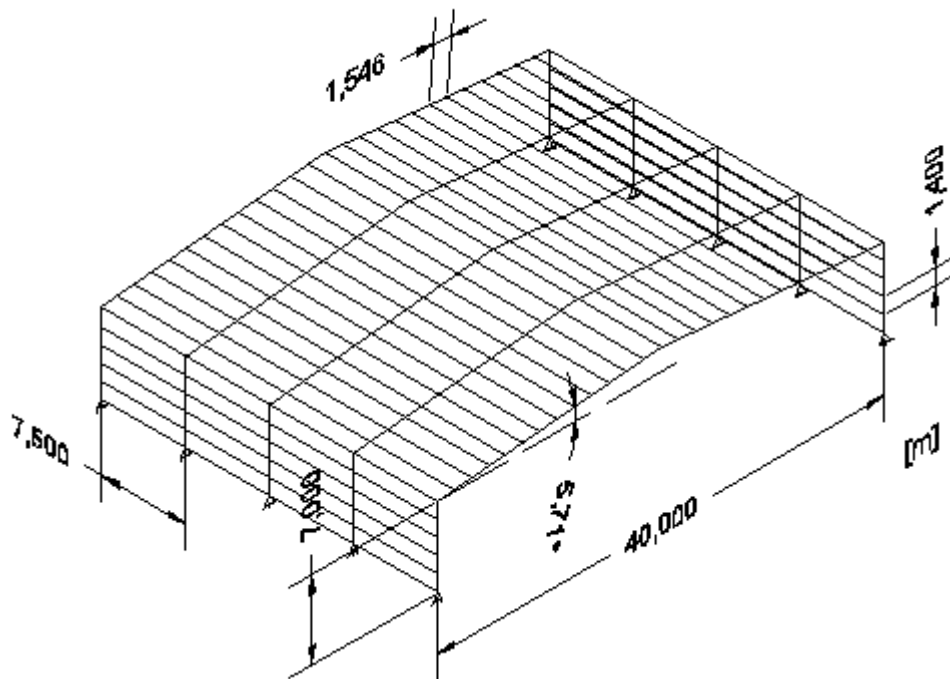


Figura 6. 1 - Representação estrutural da nave industrial.

O edifício localiza-se na periferia da cidade de Viseu e é constituído por cinco pórticos metálicos simétricos ligados às fundações através de apoios duplos.

## 6.2. Materiais utilizados

As secções transversais dos perfis soldados com cordões de soldadura de 5 mm são em forma de I e o aço estrutural é do tipo S355 ( $f_y = 355 \text{ Mpa}$ ;  $f_u = 490 \text{ Mpa}$ ). Consideraram-se as madres da cobertura e fachadas constituídas por um perfil do tipo IPE160 e HE140B, cujos pesos próprios valem  $0,158 \text{ kN/m}$  e  $0,337 \text{ kN/m}$ , respetivamente. A cobertura e as fachadas são executadas em chapas metálicas do tipo “sandwich” com 100 mm de espessura e peso volúmico de  $0,200 \text{ kN/m}^2$ . As secções dos pilares de inércia variável são arbitradas, através do programa SteelClass, programa desenvolvido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro que determina a classe e propriedades de uma secção transversal. A Figura 6.2 mostra as secções transversais correspondentes à base e topo dos pilares, respetivamente (equivalente às secções correspondentes ao topo e base das vigas).

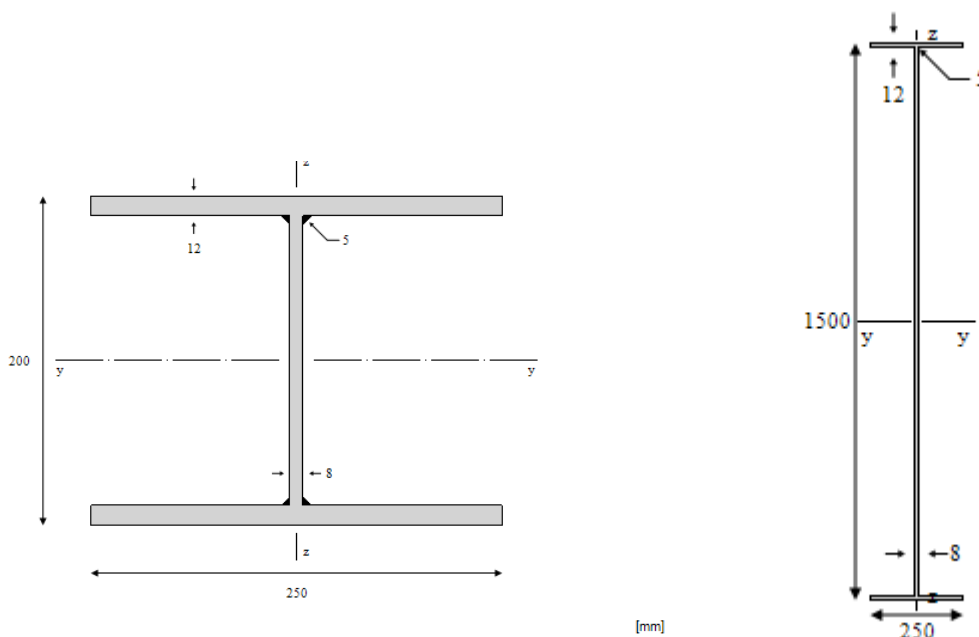


Figura 6. 2 - Secções transversais correspondentes à base e topo dos pilares, respetivamente.

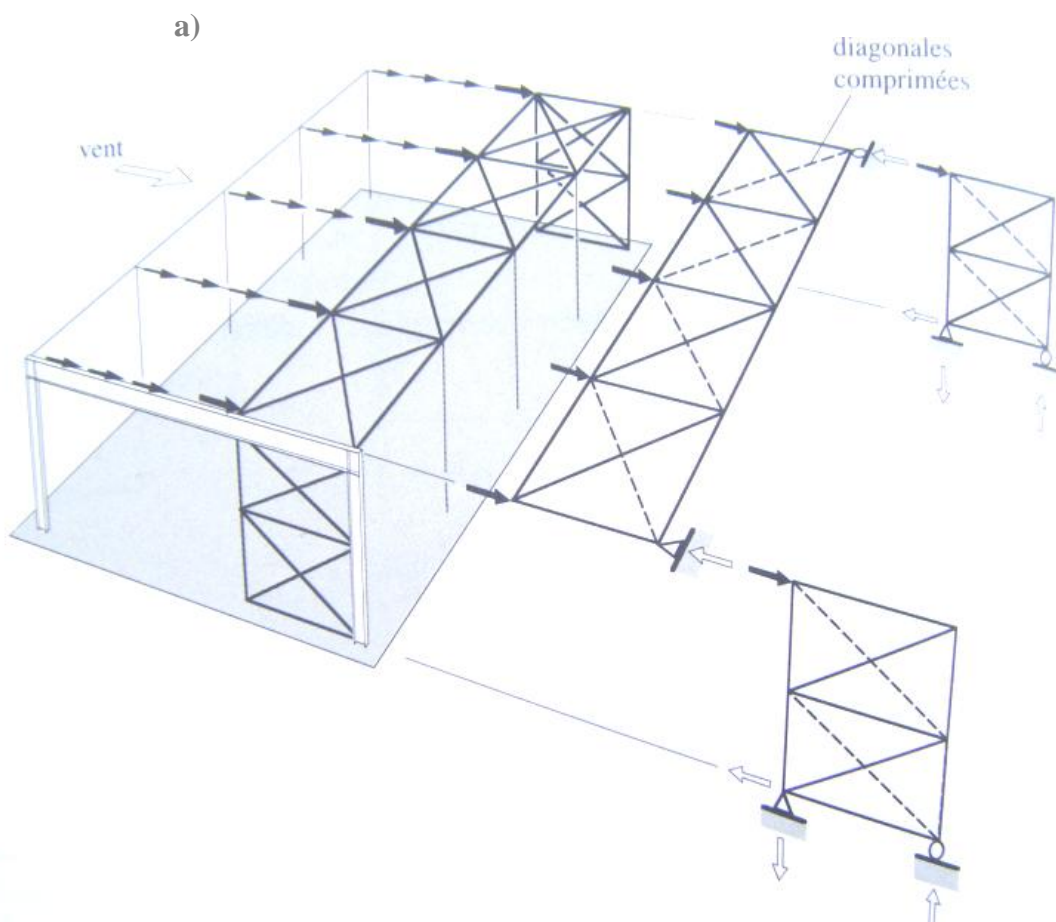
Em relação às vigas, estas são de inércia variável ao longo de  $10,82 \text{ m}$  do seu comprimento contabilizado a partir do topo dos pilares, sendo o restante comprimento ( $9,28 \text{ m}$ ) de inércia constante. As secções transversais da zona variável são iguais às secções dos pilares, sendo a secção da zona de inércia constante igual à secção correspondente à base dos pilares.

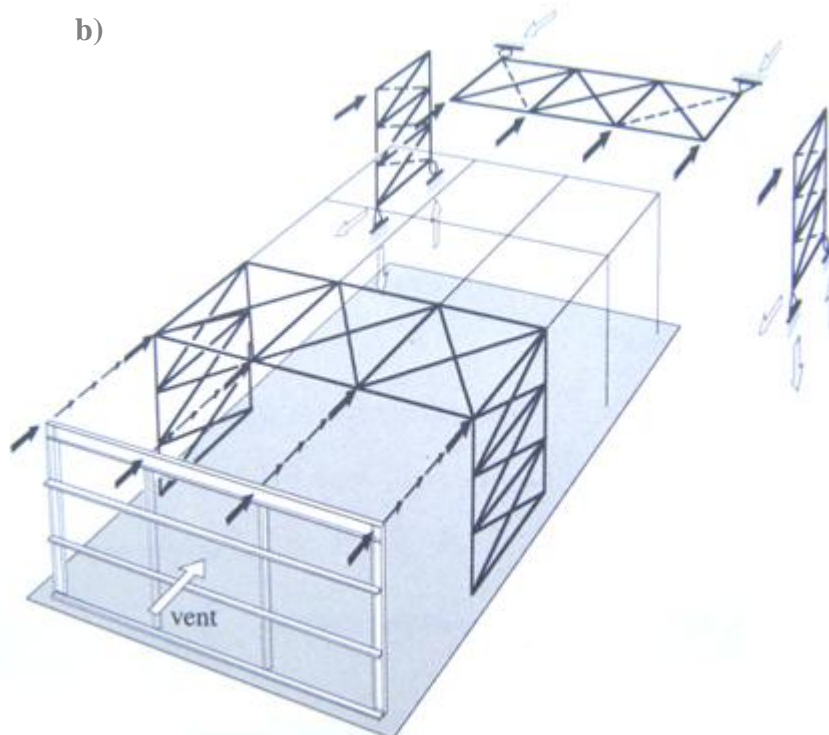
Para os aços macios correntes destacam-se as seguintes propriedades:

- $E = 210000 \text{ Mpa} = 210000 \text{ N/mm}^2$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ Mpa} = 81000 \text{ N/mm}^2$
- $\nu = 0,3$
- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### 6.3. Dimensionamento de contraventamentos

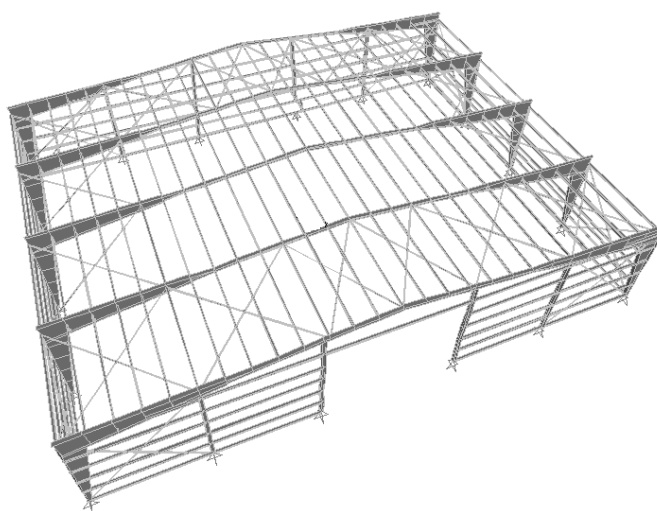
Os contraventamentos são usados com a finalidade de limitar os deslocamentos das estruturas por verificação de Estados Limites de Utilização. Para dimensionar os contraventamentos considera-se a ação do vento longitudinal e transversal, tal como exemplificado nas Figuras 6.3 a) e b), calculadas no Anexo A desta dissertação multiplicando-as pelo valor amplificador 1,5 para Estado Limite Último.





**Figura 6.3 - a) Representação dos sistemas de contraventamento longitudinais (forças transversais do vento); b) Representação dos sistemas de contraventamento transversais (forças longitudinais do vento) (Hirt, 1979).**

Como referido no Capítulo 3, consideraram-se as imperfeições para análise dos contraventamentos (Figura 6.5) e efetuou-se uma análise de segunda ordem da estrutura ilustrada na Figura 6.4, através do programa de elementos finitos SAP.



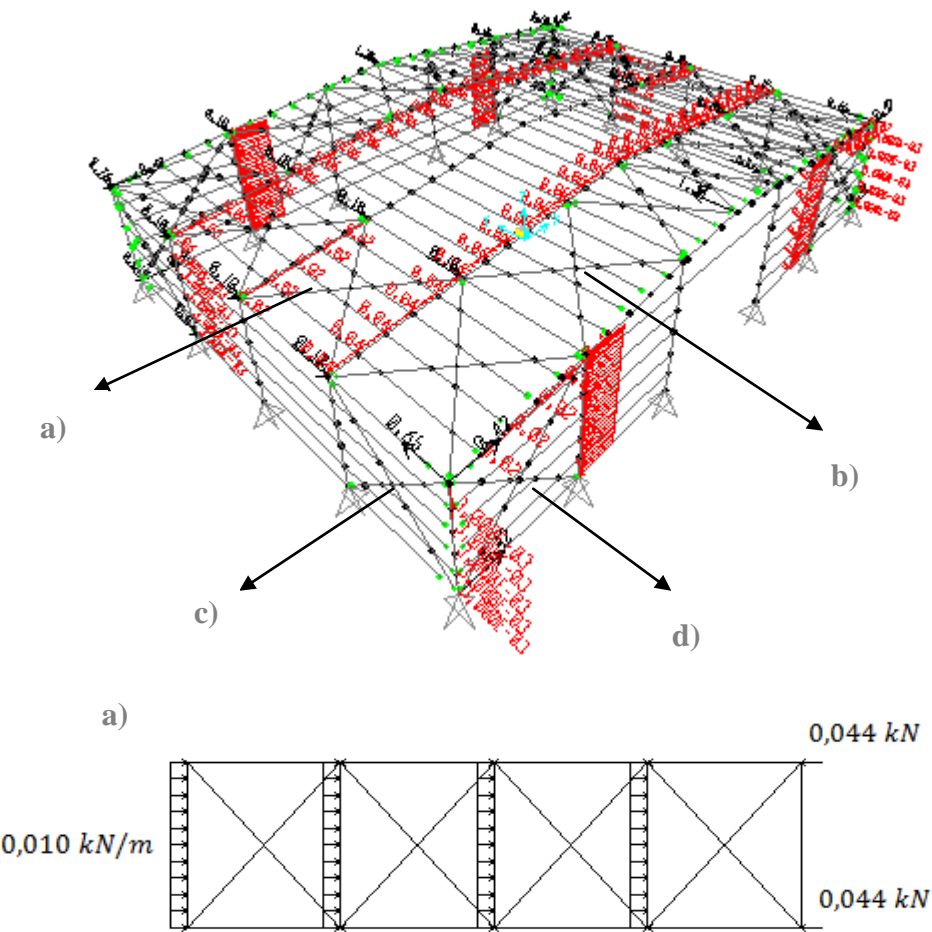
**Figura 6.4 - Estrutura da nave industrial contraventada.**



Na Tabela 6.1 são apresentadas as excentricidades para cálculo das forças equivalentes nos elementos a contraventear.

Tabela 6. 1 - Valores das excentricidades  $e_0$  para análise dos sistemas de contraventamento.

| Sistema de contraventamento | $m = n^{\circ}$ de elementos a contraventear | $L$ (m) | $e_0$ (m) |
|-----------------------------|--|---------|-----------|
| a)                          | 2  | 7,730   | 0,013     |
| b)                          | 2  | 20,100  | 0,035     |
| c)                          | 2  | 7,000   | 0,012     |
| d)                          | 2  | 7,000   | 0,012     |



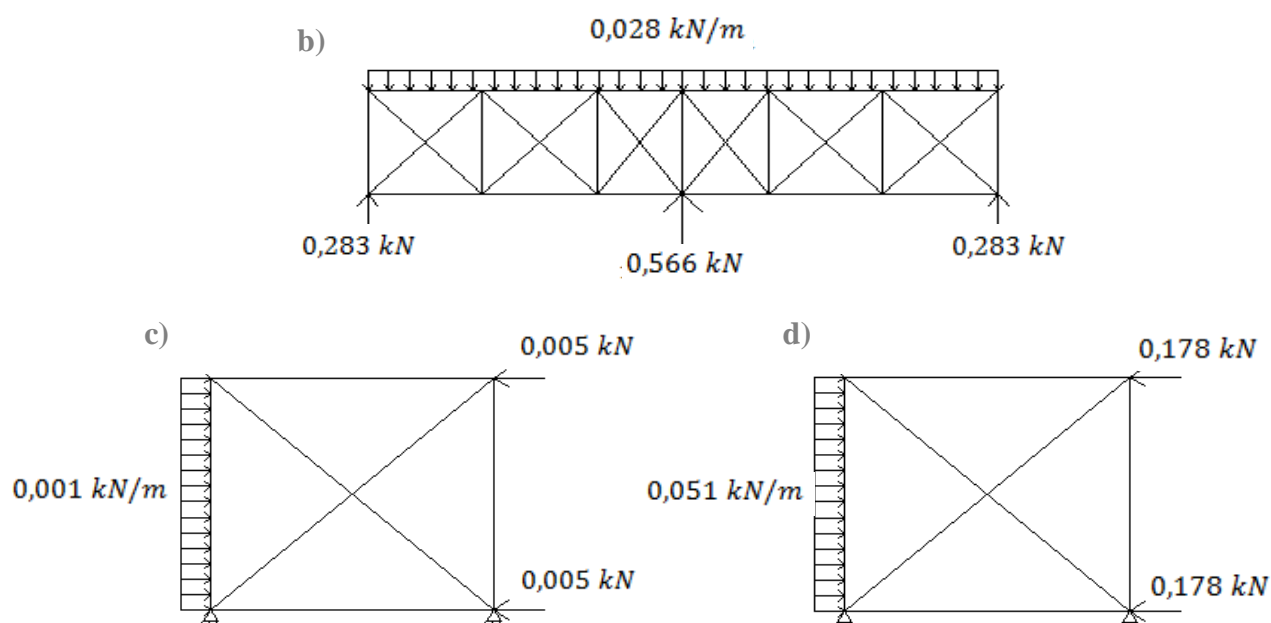


Figura 6. 5 - Representação das imperfeições para análise dos sistemas de contraventamento.

Efetuada uma análise de segunda ordem da estrutura, verificou-se que o valor máximo do esforço de tração é  $N_{t,Ed} = 103,449 \text{ kN}$ , como ilustrado na Figura 6.6.

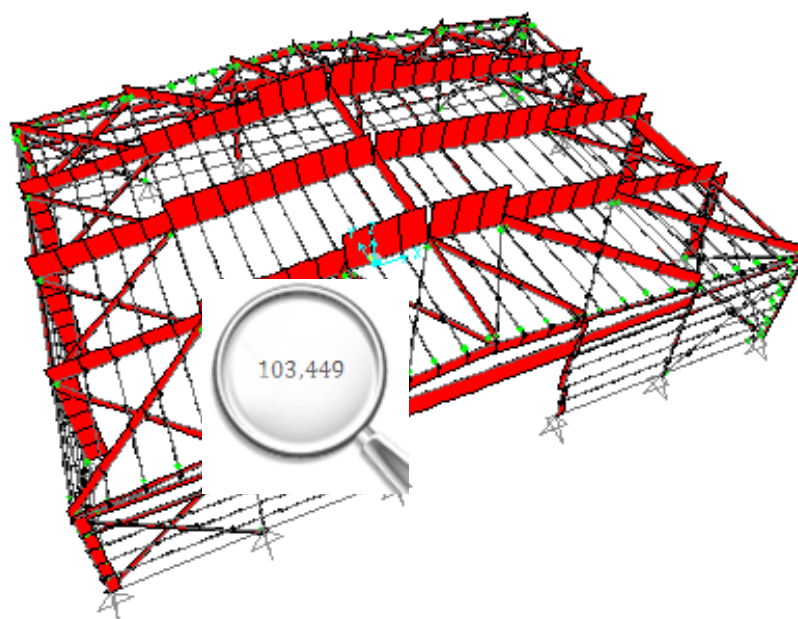


Figura 6. 6 - Representação do esforço axial na nave industrial, considerando o vento a  $0^\circ$  com  $c_{pi}=+0,2$ .

Desta forma, consideraram-se os sistemas de contraventamento constituídos por cantoneiras  $L50 \times 50 \times 5$ .

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{480 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1,00} \approx 170,400 \text{ kN} > 103,449 \text{ kN}$$

De modo a conhecer o efeito do sistema de contraventamento longitudinal sobre os pórticos, foi idealizada uma mola em cada extremidade dos pilares dos pórticos intermédios (Figura 6.7) com o valor da constante  $k$  (Hirt, 1979).



Figura 6.7 - Representação estrutural do pórtico em análise com as molas nas extremidades.

Para determinar o valor de  $k$ , analisou-se o sistema de contraventamento longitudinal sujeito a cargas unitárias e determinou-se o valor máximo da deformação  $\Delta$ , como ilustrado nas Figuras 6.8 e 6.9.

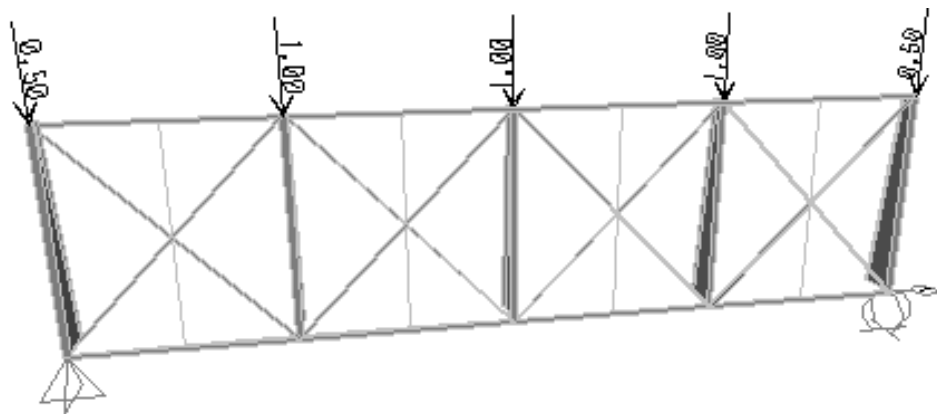


Figura 6.8 - Representação das cargas no sistema de contraventamento longitudinal.

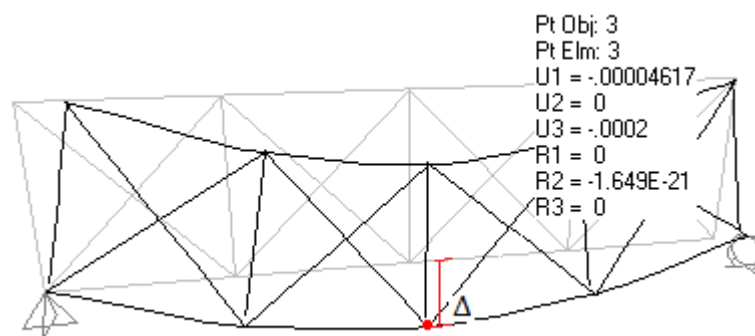


Figura 6.9 - Representação do efeito da deformada no sistema de contraventamento longitudinal.

Foi possível determinar a constante da mola segundo a expressão:

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{1}{0,0002} = 5000 \text{ kN/m}$$

#### 6.4. Análise de segunda ordem

Através do programa SAP, verificou-se que:

$$\text{Para temperatura normal: } \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \approx 6 < 10$$

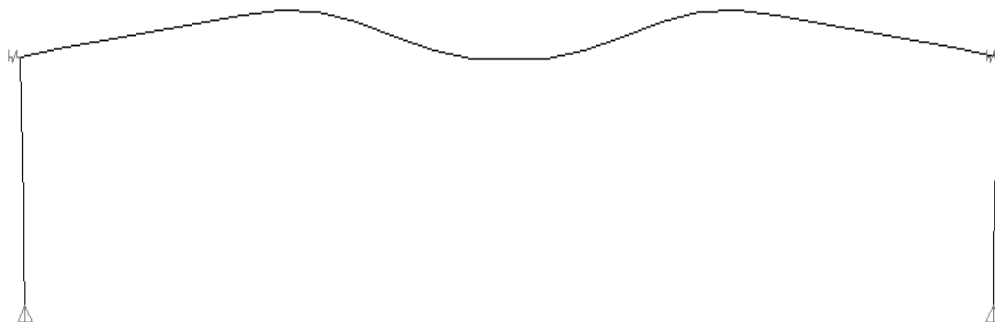
$$\text{Para temperatura elevada: } \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \approx 18 > 10$$

Esta condição permitiu concluir que foi necessário a consideração de efeitos de segunda ordem na análise da estrutura a temperatura normal. No entanto, também foi considerada esta análise para temperatura elevada.

#### 6.5. Imperfeições no pórtico

Para temperatura ambiente considerou-se o pórtico com nós móveis ( $\alpha_{cr} < 10$ ), enquanto que para elevadas temperaturas considerou-se o pórtico com nós fixos ( $\alpha_{cr} > 10$ ). Segundo o subcapítulo 3.4.1. da presente dissertação, através da deformada de encurvadura obtida no SAP (Figura 6.10), procurou-se colocar as imperfeições com as direções mais condicionantes para análise dos esforços da estrutura. No entanto, para pórticos com nós móveis, o efeito das imperfeições globais foi incorporado na análise

global do pórtico através de uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das coluna do pórtico e de deformadas iniciais dos elementos designadas por imperfeições locais.



**Figura 6. 10 - Deformada relativa ao modo 1 de encurvadura para ELU AVB sobrecarga à temperatura normal.**

**Nota:** As imperfeições foram consideradas na situação mais condicionante (Estado Limite Último, ação variável base – sobrecarga; combinação de acidente com vento a  $0^\circ$  e  $c_{pi}=+0,2$ ) em que o esforço axial e o fator de encurvadura são o maior e o menor valores, respetivamente, verificados nas combinações.

### 6.5.1. Imperfeições globais

A amplitude da imperfeição global do pórtico vale:

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m = 1/200 \times 0,667 \times 0,866 \approx 0,003 \text{ rad}$$

Pois:

$$\varphi_0 = 1/200 \text{ rad}$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{9} \approx 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} \approx 0,866$$

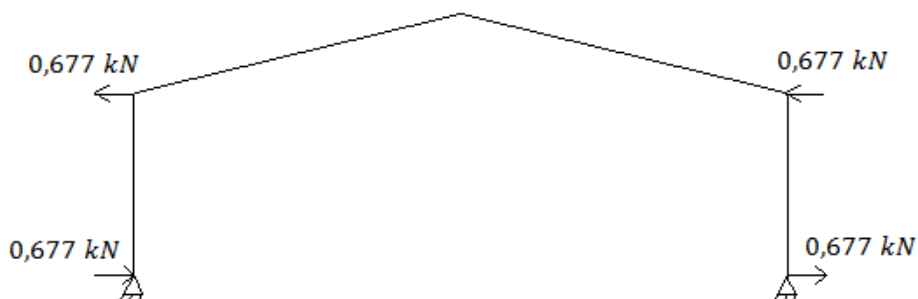


Figura 6. 11 - Representação das imperfeições globais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante a temperatura normal (ELU AVB sobrecarga).

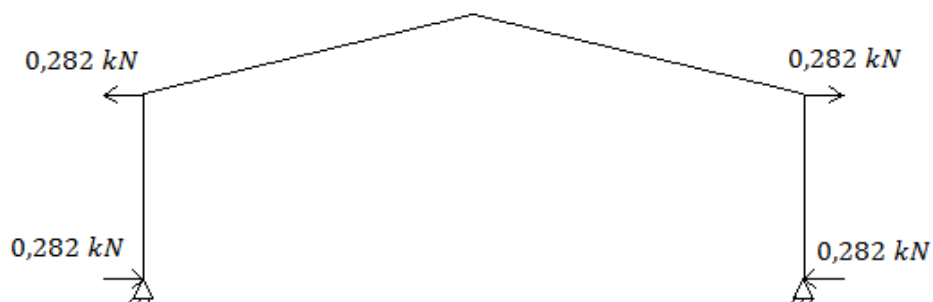


Figura 6. 12 - Representação das imperfeições globais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante em situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com  $c_{pi}=+0,2$ ).

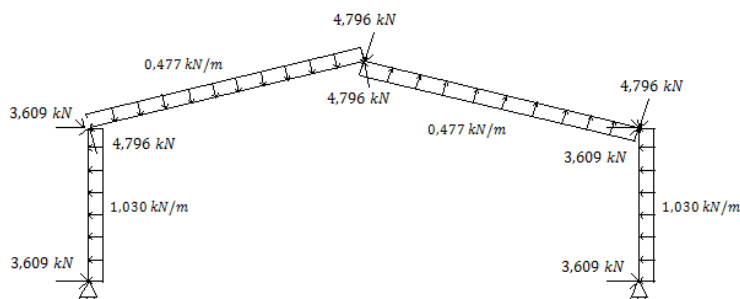
### 6.5.2. Imperfeições locais

Através da Tabela 4.3, verificou-se que a curva de encurvadura a considerar é a b. Segundo a Tabela 6.2 que seguidamente se apresenta, para uma análise elástica, calculou-se a excentricidade  $e_0$  para cada elemento.

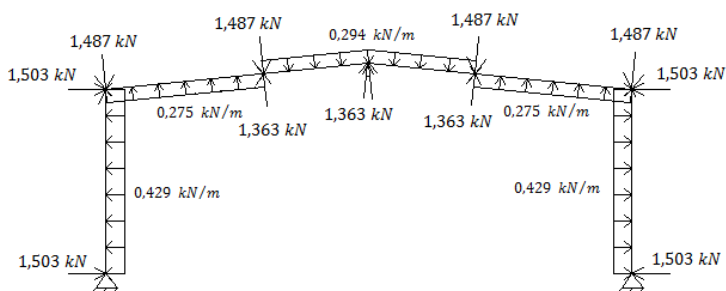
Tabela 6. 2 - Valores das excentricidades  $e_0$  para análise do pórtico.

| Elemento estrutural       | $e_0/L$ | $L$ (m) | $e_0$ (m) |
|---------------------------|---------|---------|-----------|
| Pilares                   | 1/250   | 7,000   | 0,028     |
| Vigas                     | 1/250   | 20,100  | 0,080     |
| Vigas (inércia variável)  | 1/250   | 10,820  | 0,043     |
| Vigas (inércia constante) | 1/250   | 9,280   | 0,037     |

Os efeitos das imperfeições iniciais locais foram introduzidos no pórtico a temperatura ambiente (Figura 6.13) e no pórtico a temperatura elevada (Figura 6.14), segundo os seguintes sistemas de forças equivalentes:



**Figura 6. 13 - Representação das imperfeições locais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante a temperatura normal (ELU AVB sobrecarga).**



**Figura 6. 14 - Representação das imperfeições locais através de sistemas de forças equivalentes para a combinação mais condicionante em situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com  $c_{pi}=+0,2$ ).**

## 6.6. Verificação da segurança estrutural a temperatura normal

Com os esforços que atuam na estrutura determinados, seguiu-se a análise estrutural das secções transversais dos elementos constituintes e dos próprios elementos, de modo a verificar a segurança da nave industrial. Com isto, verificou-se se os elementos dimensionados arbitrariamente forneciam resistência adequada, sem comprometer a economia com o gasto excessivo de aço.

Exemplifica-se, seguidamente, visto não estar referido no EC3 e se considerar imprescindível e importante a sua compressão e utilização, a verificação dos elementos à encurvadura composta fora do plano. As restantes verificações encontram-se descritas no Anexo E.

**Nota:** Os valores dos esforços atuantes que se apresentam no procedimento seguinte e no Anexo E encontram-se em módulo.

- Encurvadura composta fora do plano

### Pilares

Primeiramente, determina-se a altura equivalente da alma:

$$h_{eq} = h_2 \sqrt{0,325 + 0,423 \frac{h_1}{h_2} + 0,252 \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^2}$$

$$h_{eq} = 1,462 \times \sqrt{0,325 + 0,423 \times \frac{0,162}{1,462} + 0,252 \times \left( \frac{0,162}{1,462} \right)^2} \approx 0,895 \text{ m}$$

Relativamente aos elementos sujeitos a esforço normal, segue-se o seguinte procedimento:

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 31257509 \times 10^{-12}}{1,400^2} \approx 33053,491 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 EI_{eff,z}}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 31312976 \times 10^{-12}}{1,400^2} \approx 33112,145 \text{ kN}$$

$$N_{cr,médio} = \frac{N_{cr,1} + N_{cr,2}}{2} = \frac{33053,491 + 33112,145}{2} \approx 33082,818 \text{ kN}$$

**Nota:** Considera-se  $L_{cr} = 1,0 \times L$ , em que  $L$  é o espaçamento entre as madres da fachada.

Através do programa SAP, retiram-se os valores do esforço axial nas extremidades do pilar (Figura 6.15).

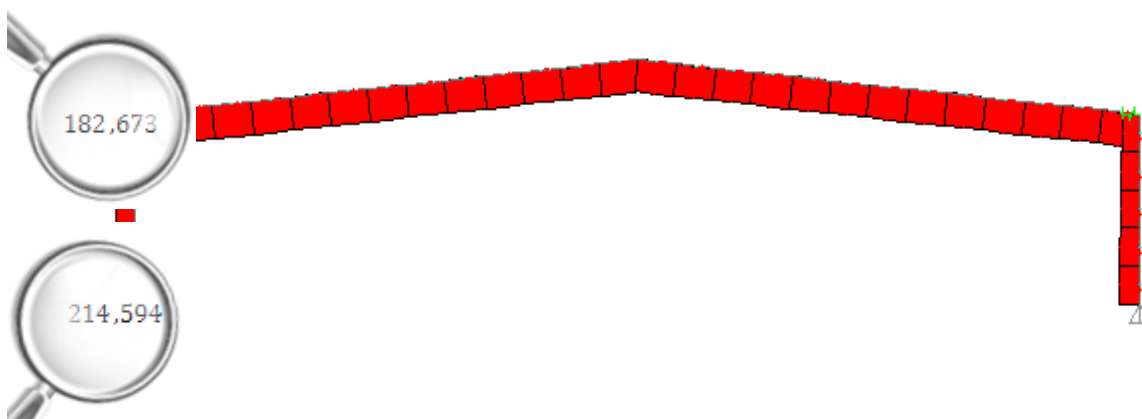


Figura 6.15 - Diagrama do esforço axial para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do esforço no pilar.



$$N_{Ed,1} = 214,594 \text{ kN e } N_{Ed,2} = 182,673 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,médio} = \frac{N_{Ed,1} + N_{Ed,2}}{2} = \frac{214,594 + 182,673}{2} \approx 198,634 \text{ kN}$$

Calculando o parâmetro  $\mu_{cr,N}$ , vem:

$$\mu_{cr,N} = \frac{N_{cr,médio}}{N_{Ed,médio}} = \frac{33082,818}{198,634} \approx 166,552$$

Para calcular o parâmetro  $\mu_{Rd,N}$  é necessário dividir o elemento, de maneira a determinar o esforço de compressão resistente nas várias secções, através das fórmulas:

Para as secções transversais das classes 1, 2 ou 3:  $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$

Para as secções transversais da classe 4:  $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$

Dividindo o elemento em cinco partes de igual modo espaçadas, é possível construir a Tabela 6.3.

**Tabela 6.3 - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro  $\mu_{Rd,N}$  para pilares.**

| Secção | $A^4 \text{ (m}^2\text{)}$ | $f_y \text{ (kPa)}$ | $N_{c,Rd} \text{ (kN)}$ | $ N_{Ed}  \text{ (kN)}$ | $ N_{c,Rd}/N_{Ed} $ |
|--------|----------------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|
| A      | 0,007408                   | 355000              | 2629,840                | 214,594                 | 12,255              |
| B      | 0,008501                   | 355000              | 3017,855                | 213,352                 | 14,145              |
| C      | 0,008718                   | 355000              | 3094,890                | 206,393                 | 14,995              |
| D      | 0,008815                   | 355000              | 3129,325                | 198,949                 | 15,729              |
| E      | 0,008871                   | 355000              | 3149,205                | 191,094                 | 16,480              |
| F      | 0,008906                   | 355000              | 3161,630                | 182,673                 | 17,308              |

$$\mu_{Rd,N} = \min\left(\frac{N_{c,Rd}}{N_{Ed}}\right) = 12,255$$

<sup>4</sup> Valores retirados do programa SteelClass.

$$\text{Logo, } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,N}}{\mu_{cr,N}}} = \sqrt{\frac{12,255}{166,552}} \approx 0,271$$

Para elementos solicitados à compressão axial, pela Tabela 4.3 constata-se que a curva de encurvadura apropriada é a c, sendo que  $\alpha = 0,49$ .

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,271 - 0,2) + 0,271^2] \approx 0,554$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,554 + \sqrt{0,554^2 - 0,271^2}} \approx 0,964 < 1,0$$

Seguidamente, procede-se ao cálculo do fator de redução  $\chi_{LT}$  para o caso de elementos sujeitos a flexão.

$$M_{cr,u} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_{eff,z} \left( GI_t + \frac{\pi^2}{L^2} EI_\omega \right)}$$

$$M_{cr,u} \approx 15037,953 \text{ kNm}$$

Sendo que,  $L = 1,400 \text{ m}$ ;  $E = 210 \times 10^6 \text{ kPa}$ ;  $I_{eff,z} = 31288187 \times 10^{-12} \text{ m}^4$ ;  $G = 81 \times 10^6 \text{ kPa}$ ;  $I_t = 438000 \times 10^{-12} \text{ kPa}$ ;  $I_\omega = 64,3 \times 10^{11} \times 10^{-18} \text{ m}^6$ .

Sabendo que:

$$\alpha = (h_2 - h_1)/h_1 = (1,462 - 0,162)/0,162 \approx 8,025$$

$$\psi = M_1/M_2 = 21,657/1303,503 \approx 0$$

$$\chi = \frac{EI_\omega}{GI_t L^2} = \frac{210 \times 10^6 \times 64,3 \times 10^{11} \times 10^{-18}}{81 \times 10^6 \times 438000 \times 10^{-12} \times 1,400^2} \approx 19,418$$

Pela Figura 4.3, vem:

$$a = 0,275 + 0,029\alpha - 0,00629\alpha^2 + 0,000546\alpha^3$$

$$a = 0,275 + 0,029 \times 8,025 - 0,00629 \times 8,025^2 + 0,000546 \times 8,025^3 \approx 0,385$$

$$b = 0,433 - 0,00126\alpha = 0,433 - 0,00126 \times 8,025 \approx 0,423$$

$$c = 0,292 - 0,0293\alpha + 0,00701\alpha^2 - 0,00063\alpha^3$$

$$c = 0,292 - 0,0293 \times 8,025 + 0,00701 \times 8,025^2 - 0,00063 \times 8,025^3 \approx 0,183$$

O fator  $\zeta$  vale:

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{a\psi^2 + b\psi + c}} = \frac{1}{\sqrt{0,385 \times 0^2 + 0,423 \times 0 + 0,183}} \approx 2,338$$

O momento crítico resultante toma o valor de:

$$|M_{j,cr}| = \zeta M_{cr,u} = 2,338 \times 15037,953 \approx 35158,735 \text{ kNm}$$

Sabendo, através do SAP, que o valor do momento fletor máximo atuante vale:

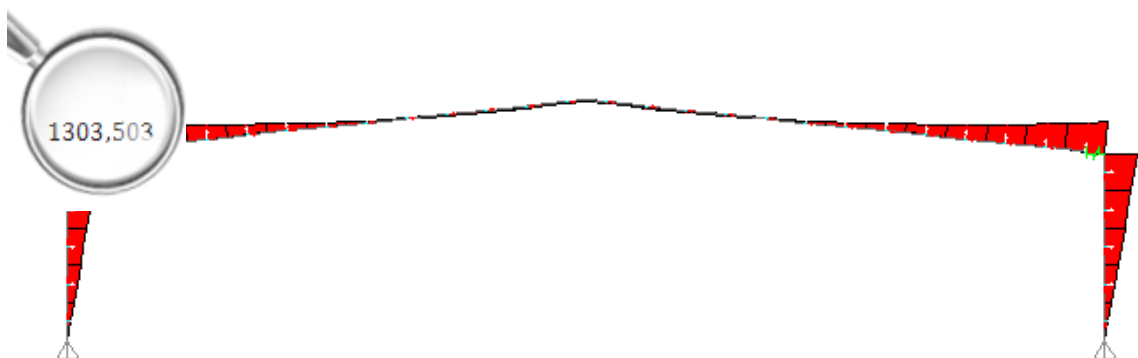


Figura 6. 16 - Diagrama do momento fletor para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do momento no pilar.

$$M_{Ed,max} = 1303,503 \text{ kNm}$$

Então:

$$\mu_{cr,M} = \frac{M_{cr,j}}{M_{Ed,max}} = \frac{35158,735}{1303,503} \approx 26,973$$

Para calcular o parâmetro  $\mu_{Rd,M}$  é necessário dividir novamente o elemento, de maneira a determinar o momento fletor resistente nas várias secções, através das fórmulas:

Para secções transversais das classes 1 ou 2:  $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$

Para secções transversais da classe 3:  $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y,min} f_y}{\gamma_{M0}}$

Para secções transversais da classe 4:  $M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff,y,min} f_y}{\gamma_{M0}}$

Tabela 6. 4 - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro  $\mu_{Rd,M}$  para pilares.

| Secção | $W^5$ (m <sup>3</sup> ) | $f_y$ (kPa) | $M_{c,Rd}$ (kNm) | $ M_{Ed} $ (kNm) | $ M_{c,Rd}/M_{Ed} $ |
|--------|-------------------------|-------------|------------------|------------------|---------------------|
| A      | 0,000567225             | 355000      | 201,365          | 21,657           | 9,298               |
| B      | 0,001549489             | 355000      | 550,067          | 247,799          | 2,220               |
| C      | 0,002713158             | 355000      | 963,171          | 515,106          | 1,870               |
| D      | 0,003881177             | 355000      | 1377,818         | 779,966          | 1,767               |
| E      | 0,004976110             | 355000      | 1766,519         | 1042,703         | 1,694               |
| F      | 0,006087045             | 355000      | 2160,901         | 1303,503         | 1,658               |

$$\mu_{Rd,M} = \min \left( \frac{M_{c,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right) = 1,658$$

$$\text{Logo, } \bar{\lambda}_{LT,z} = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,M}}{\mu_{cr,M}}} = \sqrt{\frac{1,658}{26,973}} \approx 0,248$$

Para elementos em flexão, pela Tabela 4.5 verifica-se que a curva de encurvadura apropriada é a d, sendo que  $\alpha = 0,76$ .

<sup>5</sup> Valores retirados do programa SteelClass.

$$\phi_{LT,z} = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,z}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,76 \times (0,248 - 0,2) + 0,248^2] \approx 0,549$$

$$\chi_{LT,z} = \frac{1}{\phi_{LT,z} + \sqrt{\phi_{LT,z}^2 - \bar{\lambda}_{LT,z}^2}} = \frac{1}{0,549 + \sqrt{0,549^2 - 0,248^2}} \approx 0,963 < 1,0$$

Os valores característicos do esforço axial resistente e do momento fletor resistente são:

$$N_{Rk} = A_{eff} f_y = 8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \approx 3161,630 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{eff,y} f_y = 6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 \approx 2160,901 \text{ kNm}$$

Pelo Método geral verifica-se a resistência à encurvadura fora do plano:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,z} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{214,594}{0,964 \times 3161,630 / 1,0} + \frac{1303,503}{0,963 \times 2160,901 / 1,0} \approx 0,7 < 1,0$$

### Vigas

A altura equivalente já calculada anteriormente, toma o valor de:

$$h_{eq} \approx 0,895 \text{ m}$$

Relativamente aos elementos sujeitos a esforço normal, segue-se o seguinte procedimento análogo ao caso dos pilares.

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 31257509 \times 10^{-12}}{1,546^2} \approx 27105,313 \text{ kN}$$

$$N_{cr,2} = \frac{\pi^2 E I_{eff,z}}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 31312976 \times 10^{-12}}{1,546^2} \approx 27153,412 \text{ kN}$$

$$N_{cr,médio} = \frac{N_{cr,1} + N_{cr,2}}{2} = \frac{27105,313 + 27153,412}{2} \approx 27129,363 \text{ kN}$$

Através do programa SAP, retiram-se os valores do esforço axial nas extremidades da viga (Figura 6.17).

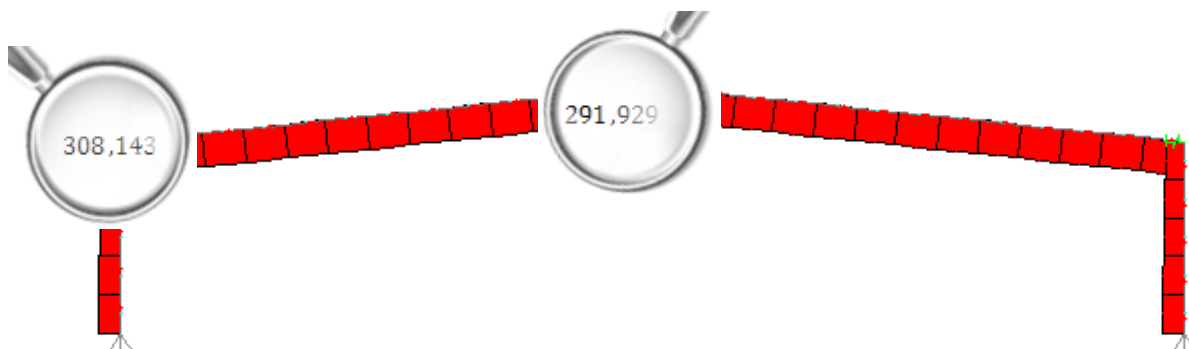


Figura 6. 17 - Diagrama do esforço axial para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do esforço na viga.

$$N_{Ed,1} = 308,143 \text{ kN e } N_{Ed,2} = 291,929 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,médio} = \frac{N_{Ed,1} + N_{Ed,2}}{2} = \frac{308,143 + 291,929}{2} \approx 300,036 \text{ kN}$$

Calculando o parâmetro  $\mu_{cr,N}$ , vem:

$$\mu_{cr,N} = \frac{N_{cr,médio}}{N_{Ed,médio}} = \frac{27129,363}{300,036} \approx 90,420$$

Dividindo uniformemente o elemento em treze partes, constrói-se a Tabela 6.5.

Tabela 6. 5 - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro  $\mu_{Rd,N}$  para vigas.

| Secção | $A^* (m^2)$ | $f_y (kPa)$ | $N_{c,Rd} (kN)$ | $ N_{Ed}  (kN)$ | $ N_{c,Rd}/N_{Ed} $ |
|--------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|---------------------|
| 1      | 0,008906    | 355000      | 3161,630        | 308,143         | 10,260              |
| 2      | 0,008882    | 355000      | 3151,110        | 307,815         | 10,237              |
| 3      | 0,008850    | 355000      | 3141,750        | 306,161         | 10,262              |
| 4      | 0,008805    | 355000      | 3125,775        | 304,582         | 10,263              |
| 5      | 0,008736    | 355000      | 3101,280        | 303,062         | 10,233              |

| Secção | $A^* (m^2)$ | $f_y (kPa)$ | $N_{c,Rd} (kN)$ | $ N_{Ed}  (kN)$ | $ N_{cRd}/N_{Ed} $ |
|--------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| 6      | 0,008620    | 355000      | 3060,100        | 301,601         | 10,146             |
| 7      | 0,008379    | 355000      | 2974,545        | 300,203         | 9,908              |
| 8      | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 298,841         | 8,800              |
| 9      | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 297,334         | 8,845              |
| 10     | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 296,223         | 8,878              |
| 11     | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 295,412         | 8,902              |
| 12     | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 294,531         | 8,929              |
| 13     | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 293,370         | 8,964              |
| 14     | 0,007408    | 355000      | 2629,840        | 291,929         | 9,009              |

$$\mu_{Rd,N} = \min \left( \frac{N_{c,Rd}}{N_{Ed}} \right) = 8,800$$

$$\text{Logo, } \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,N}}{\mu_{cr,N}}} = \sqrt{\frac{8,800}{90,420}} \approx 0,312$$

Para elementos solicitados à compressão axial, pela Tabela 4.3 verifica-se que a curva de encurvadura apropriada é a c, sendo que  $\alpha = 0,49$ .

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,312 - 0,2) + 0,312^2] \approx 0,576$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,576 + \sqrt{0,576^2 - 0,312^2}} \approx 0,943 < 1,0$$

Seguidamente, é necessário proceder ao cálculo do fator de redução  $\chi_{LT}$  para o caso de elementos sujeitos a flexão.

$$M_{cr,u} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_{eff,z} \left( GI_t + \frac{\pi^2}{L^2} EI_\omega \right)}$$

$$M_{cr,u} \approx 12338,803 \text{ kNm}$$

Sendo que,  $L = 1,546m$ ;  $E = 210 \times 10^6 \text{ kPa}$ ;  $I_{eff,z} = 31288187 \times 10^{-12} \text{ m}^4$ ;  $G = 81 \times 10^6 \text{ kPa}$ ;  $I_t = 438000 \times 10^{-12} \text{ kPa}$ ;  $I_\omega = 64,3 \times 10^{11} \times 10^{-18} \text{ m}^6$ .

Sabendo que:

$$\alpha = (h_2 - h_1)/h_1 = (1,462 - 0,162)/0,162 \approx 8,025$$

$$\psi = M_1/M_2 = 34,946/1234,295 \approx 0$$

$$\chi = \frac{EI_\omega}{GI_t L^2} = \frac{210 \times 10^6 \times 64,3 \times 10^{11} \times 10^{-18}}{81 \times 10^6 \times 438000 \times 10^{-12} \times 1,546^2} \approx 15,924$$

Pela Figura 4.3, vem:

$$a \approx 0,385$$

$$b \approx 0,423$$

$$c \approx 0,183$$

O fator  $\zeta$  vale:

$$\zeta \approx 2,338$$

O momento crítico resultante toma o valor de:

$$|M_{j,cr}| = \zeta M_{cr,u} = 2,338 \times 12338,803 \approx 28848,121 \text{ kNm}$$

Sabendo, através do SAP, que o valor do momento fletor máximo atuante vale:

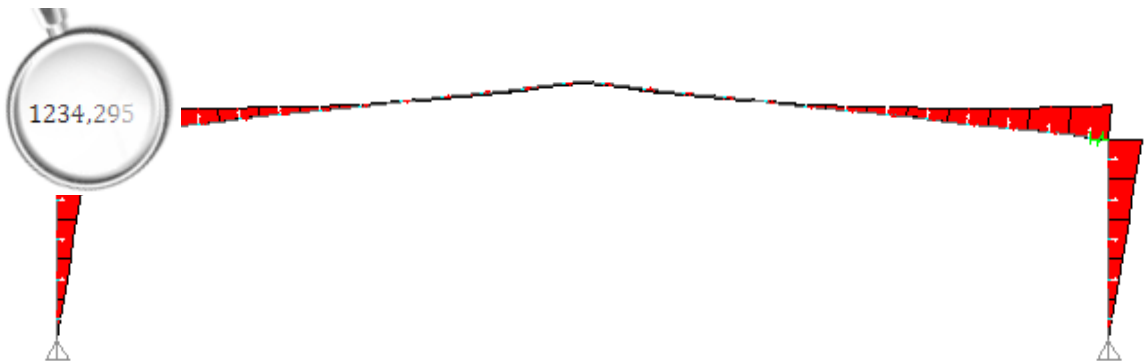


Figura 6. 18 - Diagrama do momento fletor para ELU AVB sobrecarga com ilustração do valor do momento na viga.



$$M_{Ed,max} = 1234,295 \text{ kNm}$$

Então:

$$\mu_{cr,M} = \frac{M_{cr,j}}{M_{Ed,max}} = \frac{28848,121}{1234,295} \approx 23,372$$

Tabela 6. 6 - Resultados relativos ao procedimento para cálculo do parâmetro  $\mu_{Rd,M}$  vigas.

| Secção | $W^* (m^3)$ | $f_y (kPa)$ | $M_{c,Rd}(kNm)$ | $ M_{Ed}  (kNm)$ | $ M_{c,Rd}/M_{Ed} $ |
|--------|-------------|-------------|-----------------|------------------|---------------------|
| 1      | 0,006087045 | 355000      | 2160,901        | 1234,295         | 1,751               |
| 2      | 0,005291961 | 355000      | 1878,646        | 1008,250         | 1,863               |
| 3      | 0,004504785 | 355000      | 1599,199        | 804,682          | 1,987               |
| 4      | 0,003726195 | 355000      | 1322,799        | 623,216          | 2,123               |
| 5      | 0,002894143 | 355000      | 1027,421        | 463,389          | 2,217               |
| 6      | 0,002026089 | 355000      | 719,262         | 324,717          | 2,215               |
| 7      | 0,001250230 | 355000      | 443,832         | 206,673          | 2,148               |
| 8      | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 108,468          | 1,856               |
| 9      | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 27,966           | 7,200               |
| 10     | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 33,304           | 6,046               |
| 11     | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 71,724           | 2,808               |
| 12     | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 85,051           | 2,368               |
| 13     | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 72,535           | 2,776               |
| 14     | 0,000567225 | 355000      | 201,365         | 34,946           | 5,762               |

$$\mu_{Rd,M} = \min \left( \frac{M_{c,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right) = 1,751$$

$$\text{Logo, } \bar{\lambda}_{LT,z} = \sqrt{\frac{\mu_{Rd,M}}{\mu_{cr,M}}} = \sqrt{\frac{1,751}{23,372}} \approx 0,274$$

Para elementos em flexão, pela Tabela 4.5 verifica-se que a curva de encurvadura apropriada é a d, sendo que  $\alpha = 0,76$ .

$$\phi_{LT,z} = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,z}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,76 \times (0,274 - 0,2) + 0,274^2] \approx 0,566$$

$$\chi_{LT,z} = \frac{1}{\phi_{LT,z} + \sqrt{\phi_{LT,z}^2 - \bar{\lambda}_{LT,z}^2}} = \frac{1}{0,566 + \sqrt{0,566^2 - 0,274^2}} \approx 0,942 < 1,0$$

Os valores característicos do esforço axial resistente e do momento fletor resistente são:

$$N_{Rk} = A_{eff} f_y = 8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \approx 3161,630 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{eff,y} f_y = 6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 \approx 2160,901 \text{ kNm}$$

Pelo Método geral verifica-se a resistência à encurvadura fora do plano:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,z} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{308,143}{0,943 \times 3161,630 / 1,0} + \frac{1234,295}{0,942 \times 2160,901 / 1,0} \approx 0,7 < 1,0$$

Não é necessário verificar a estabilidade dos elementos estruturais no plano, devido às condições normativas referidas no Capítulo 4.

## 6.7. Verificação da segurança estrutural em situação de incêndio

Para análise em situação de incêndio do pórtico, retiraram-se inicialmente, do programa SAP, os valores do esforço axial (Figura 6.19) e do momento fletor (Figura 6.20) nas secções transversais, correspondentes à combinação de acidente mais condicionante.

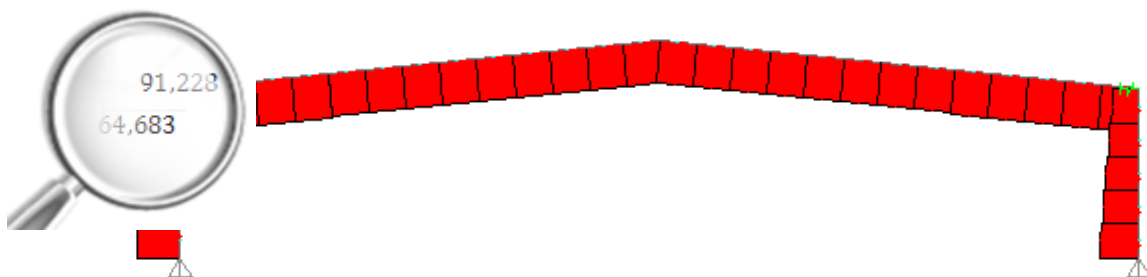


Figura 6. 19 - Diagrama do esforço axial para situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com  $c_{pi}=+0,2$ ).

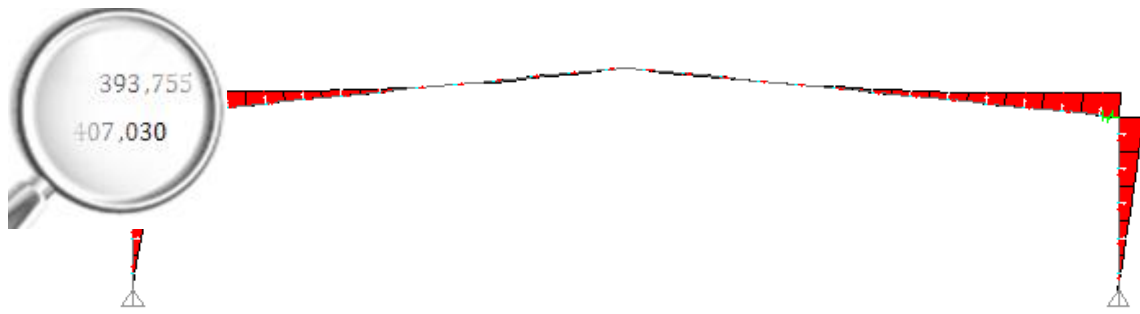


Figura 6. 20 - Diagrama do momento fletor para situação de incêndio (combinação de acidente: vento a 0° com  $c_{pi}=+0,2$ ).

Considerando o procedimento mencionado no Capítulo 5 para encurvadura por flexão composta fora do plano e, com o apoio da Tabela 5.2, construiu-se uma tabela com o procedimento a efetuar para cálculo iterativo da temperatura crítica nos pilares (Tabela 6.7) e nas vigas (Tabela 6.8). O fator de redução  $k_{0.2p,\theta}$  foi calculado segundo a equação:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} N_{Rk}/\gamma_{M,fi}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{Lt,z,fi} M_{y,Rk}/\gamma_{M,fi}} = k_{0.2p,\theta}$$

Em que,  $N_{Rk} = 3161,630 \text{ kN}$  e  $M_{y,Rk} = 2160,901 \text{ kNm}$ , valores já calculados anteriormente.

Tabela 6. 7 - Resultados relativos ao cálculo iterativo da temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  considerando encurvadura composta fora do plano nos pilares.

| $\theta$ [°C] | $\sqrt{\frac{k_{0.2p,\theta}}{k_{E,\theta}}}$ | $\bar{\lambda}_{z,\theta}$ | $\chi_{z,fi}$ | $\bar{\lambda}_{Lt,z,\theta}$ | $\chi_{Lt,z,fi}$ | $k_{0.2p,\theta}$ | $\theta_{cr,d}$ [°C] |
|---------------|---|----------------------------|---------------|-------------------------------|------------------|-------------------|----------------------|
| 20,000        | 1,000   | 0,271                      | 0,867         | 0,248                         | 0,879            | 0,238             | 636,471              |
| 636,471       | 0,988   | 0,268                      | 0,868         | 0,245                         | 0,879            | 0,238             | 636,471              |

Tabela 6. 8 - Resultados relativos ao cálculo iterativo da temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  considerando encurvadura composta fora do plano nas vigas.

| $\theta$ [°C] | $\sqrt{\frac{k_{0.2p,\theta}}{k_{E,\theta}}}$ | $\bar{\lambda}_{z,\theta}$ | $\chi_{z,fi}$ | $\bar{\lambda}_{Lt,z,\theta}$ | $\chi_{Lt,z,fi}$ | $k_{0.2p,\theta}$ | $\theta_{cr,d}$ [°C] |
|---------------|---|----------------------------|---------------|-------------------------------|------------------|-------------------|----------------------|
| 20,000        | 1,000   | 0,312                      | 0,848         | 0,274                         | 0,866            | 0,244             | 632,941              |
| 632,941       | 0,986   | 0,308                      | 0,849         | 0,270                         | 0,867            | 0,244             | 632,941              |

Sabendo que:

$$k_{sh} = \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]} = \frac{[Pl/Al]_b}{[Pl/Al]} = \frac{[P/A]_b}{[P/A]}$$

$$k_{sh} = \frac{\left[ \frac{1,500 \times 2 + 0,250 \times 2}{17808 \times 10^{-6}} \right]}{\left[ \frac{1,476 \times 2 + 0,250 \times 2 + 0,012 \times 4 + (0,250 - 0,008) \times 2}{17808 \times 10^{-6}} \right]} \approx 0,879$$

Através da temperatura crítica  $\theta_{cr,d}$  e de  $k_{sh} \frac{A_m}{V} = 196,650 \text{ m}^{-1}$ , determinou-se o tempo  $t_{fi,d}$  que decorre até o perfil desprotegido atingir a temperatura crítica, com o auxílio do nomograma seguinte (Figura 6.21).

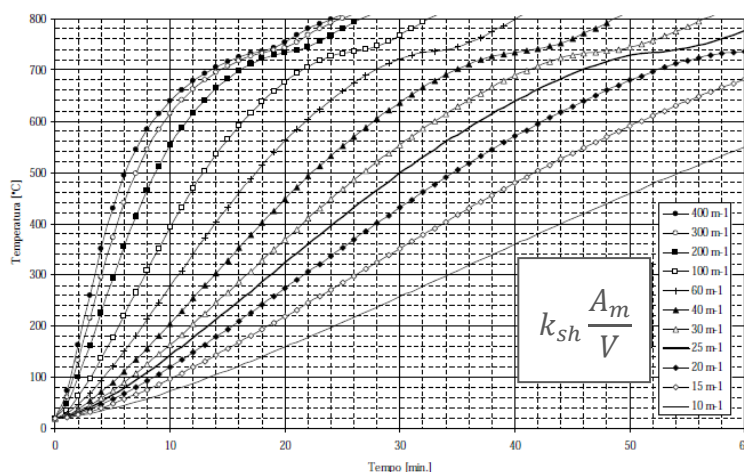


Figura 6. 21 - Nomograma para perfis metálicos não protegidos sujeitos à curva ISO 834 para diferentes valores de  $k_{sh} \frac{A_m}{V}$  (Vila Real, 2003).

Concluiu-se, desta forma, que para os pilares com  $\theta_{cr,d} = 636,471^\circ\text{C}$  e para as vigas com  $\theta_{cr,d} = 632,941^\circ\text{C}$ ,  $t_{fi,d} \approx 14 \text{ min}$ .

Considerando o procedimento mencionado no Capítulo 5 para flexão composta calculou-se a temperatura crítica na secção transversal correspondente ao topo dos pilares e na secção transversal correspondente à base das vigas. O fator de redução  $k_{0.2p,\theta}$  foi calculado segundo a equação:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} = k_{0.2p,\theta}$$

Secção transversal correspondente ao topo dos pilares:

$$k_{0.2p,\theta} = \frac{64,683}{8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 / 1,00} + \frac{407,030}{6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 / 1,00} \approx 0,209$$

Secção transversal correspondente à base das vigas:

$$k_{0.2p,\theta} = \frac{91,228}{8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 / 1,00} + \frac{393,755}{6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 / 1,00} \approx 0,211$$

Segundo a Tabela 5.2, concluiu-se que, para a secção transversal correspondente ao topo dos pilares,  $\theta_{cr,d} = 653,529^\circ\text{C}$  e para a secção transversal correspondente à base das vigas,  $\theta_{cr,d} = 652,353^\circ\text{C}$ .

Para  $k_{sh} \frac{A_m}{V} = 196,650 \text{ m}^{-1}$  e através do nomograma ilustrado na Figura 6.21, comprovou-se que  $t_{fi,d} \approx 14 \text{ min}$ .

## 6.8. Modelo numérico - SAFIR

O programa de elementos finitos SAFIR, utilizado para análise de estruturas a temperatura normal e a temperatura elevada (Franssen, 2011), foi desenvolvido na Universidade de Liège, Bélgica e, por ser um programa de elementos finitos, acomoda

vários elementos para diferentes simulações e vários modelos materiais para incorporar no comportamento estrutural.

O SAFIR considera uma análise material e geometricamente não-lineares. Este possui dois módulos de cálculo distintos: um para a análise do comportamento térmico e outro para a análise do comportamento mecânico da estrutura. A evolução da temperatura não-uniforme é calculada na secção existente na estrutura (análise térmica). Posteriormente, o módulo da mecânica lê estas temperaturas e determina o comportamento mecânico da estrutura.

Os elementos podem ser elementos 2D (por exemplo os usados neste trabalho para a análise térmica), e elementos 3D (elementos viga, elementos cascas e elementos barra). Na análise mecânica deste trabalho foi utilizado o elemento de casca como elemento finito.

#### 6.8.1. Apoios e restrições

Considerou-se o pórtico ligado às fundações através de apoios duplos e restrições laterais nas zonas de apoio das madres da cobertura e das fachadas, eliminando problemas de encurvadura fora do plano (Figura 22).

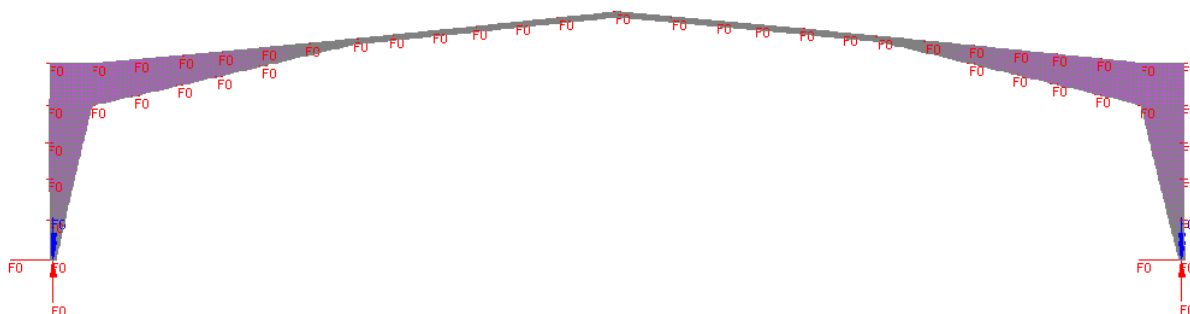


Figura 6. 22 - Representação do pórtico com apoios duplos e restrições.

#### 6.8.2. Cargas aplicadas

Para análise a temperatura normal aplicaram-se as cargas correspondentes à combinação de ações mais condicionante para Estado Limite Último, respeitante à ação variável base sobrecarga que são o peso próprio relativo às madres da cobertura e das fachadas e ao pórtico e a sobrecarga de cobertura, como consta na Figura 6.23.

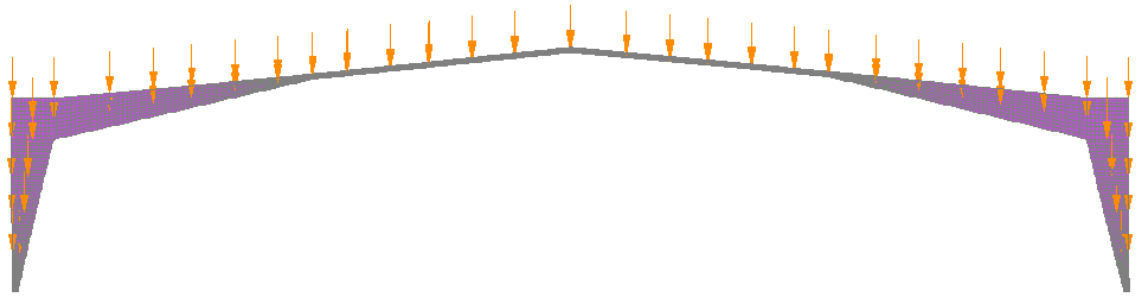


Figura 6. 23 - Representação do pórtico com aplicação de cargas associadas à combinação: ELU AVB sobrecarga.

Para análise a temperatura elevada, considerou-se a combinação de acidente com as cargas relativas ao peso próprio do pórtico e das madres da cobertura e das fachadas e o vento a  $0^\circ$  com  $c_{pi}=-0,2$ , como consta na Figura 6.24.

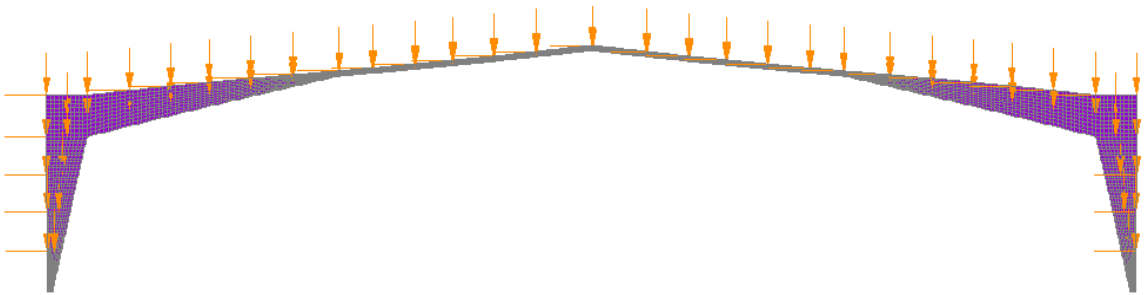


Figura 6. 24 - Representação do pórtico com aplicação de cargas associadas à combinação de acidente: vento a  $0^\circ$  com  $c_{pi} = +0,2$ .

### 6.8.3. Imperfeições

Para análise estrutural a temperatura normal consideraram-se as imperfeições iniciais globais e locais ilustradas nas Figuras 6.25 e 6.26, respetivamente, associando a estrutura a um pórtico com nós móveis.



Figura 6. 25 - Pórtico com imperfeições iniciais globais para análise a temperatura normal.



**Figura 6. 26 - Pórtico com imperfeições iniciais locais para análise a temperatura normal.**

Para análise estrutural a temperatura elevada consideraram-se as imperfeições iniciais globais e locais ilustradas nas Figuras 6.27 e 6.28, respetivamente, associando a estrutura a um pórtico com nós fixos.



**Figura 6. 27 - Pórtico com imperfeições iniciais globais para análise a temperatura elevada.**



**Figura 6. 28 - Pórtico com imperfeições iniciais locais para análise a temperatura elevada.**



#### 6.8.4. Análise de resultados

Para a análise do pórtico a temperatura normal (Figura 6.29) verificou-se que a razão de carga é de 1,58594, concluindo-se que a estrutura se encontra estável, como comprovado na verificação de segurança estrutural efetuada a temperatura normal.

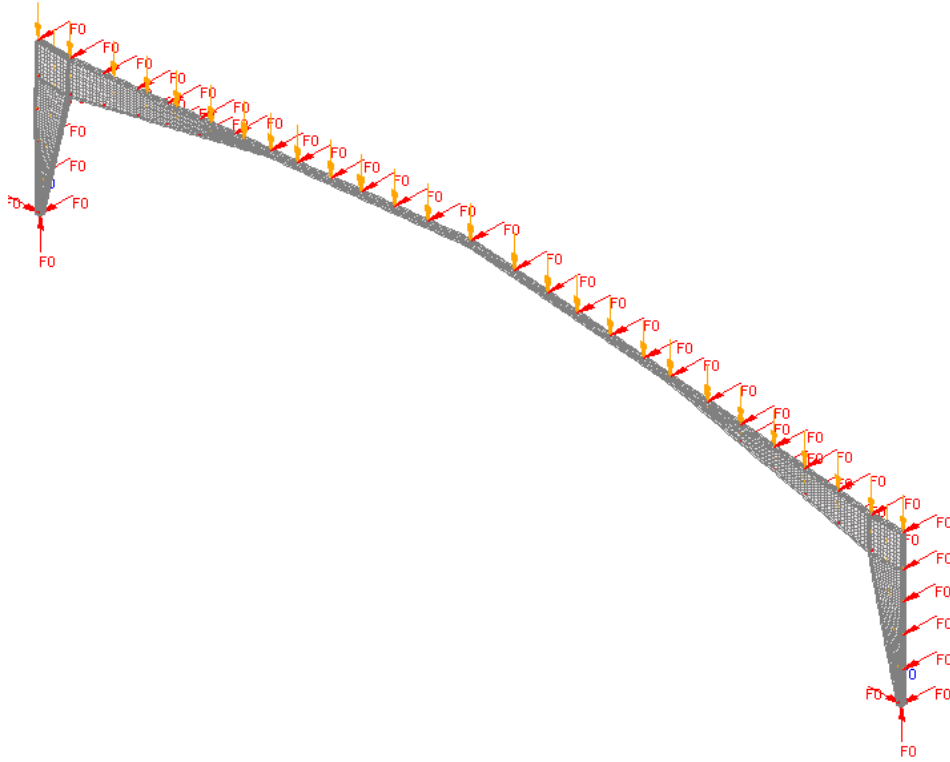


Figura 6. 29 - Pórtico com apoios, restrições e cargas para análise a temperatura normal.

Através do programa SAFIR, obtiveram-se os deslocamentos do pórtico a temperatura normal, representado nas Figuras 6.30 e 6.31.

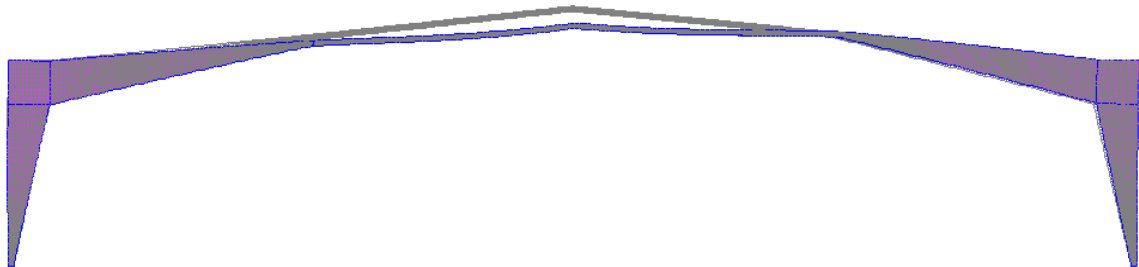


Figura 6. 30 - Representação dos deslocamentos do pórtico a temperatura normal.

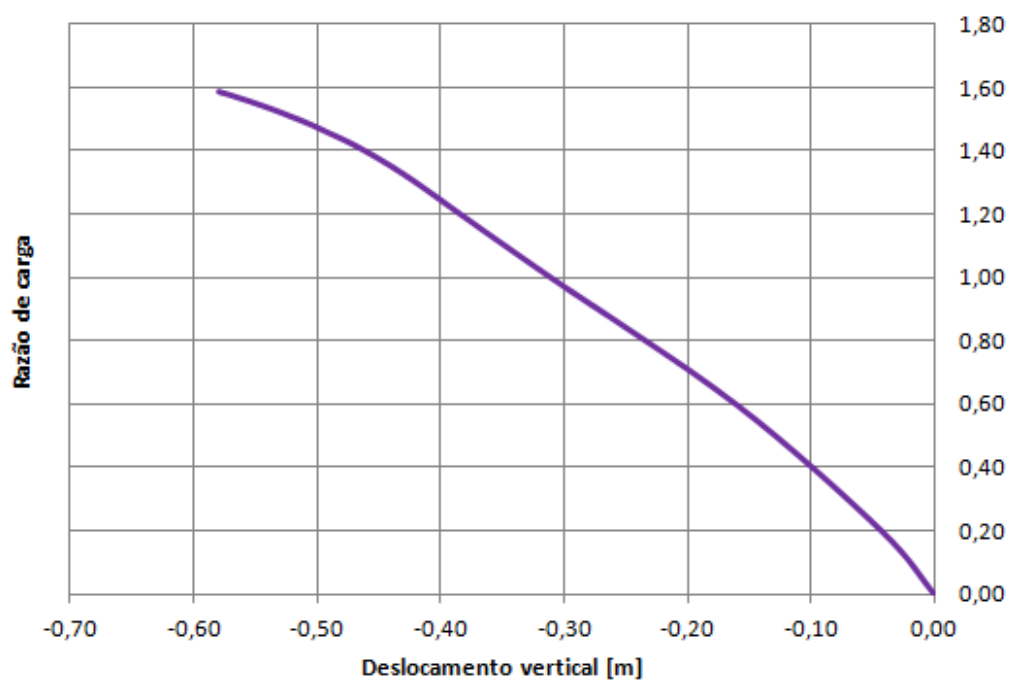


Figura 6. 31 - Gráfico do deslocamento vertical - razão de carga na cumeeira a temperatura normal.

Verificou-se um deslocamento do pórtico vertical e simétrico acentuado na zona da cumeeira, consequência das cargas aplicadas que se distribuem simetricamente no pórtico. As direções das tensões principais encontram-se longitudinais ao plano do pórtico (compressão representada pela cor azul e tração representada pela cor vermelha) como se verifica nas Figuras 6.32 e 6.33.

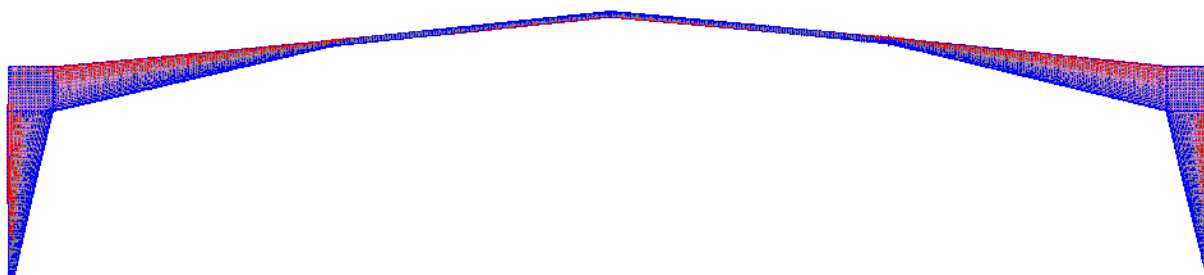


Figura 6. 32 - Representação das direções das tensões principais no pórtico.

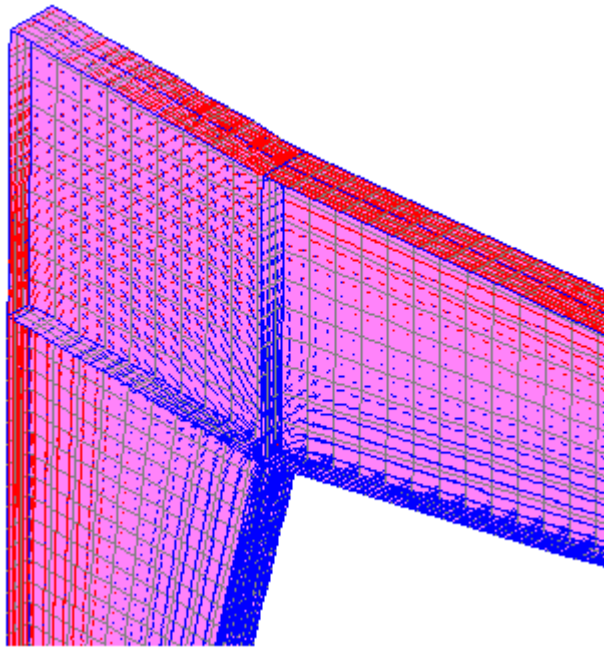


Figura 6. 33 - Pormenor das direções das tensões principais na ligação viga-pilar.

Para a análise do pórtico a temperatura elevada (Figura 6.34), constatou-se que a estrutura desempenha as funções para as quais foi projetada até um intervalo de tempo de aproximadamente 15 min,  $t_{fi,d} = 914,5328 \text{ s} \approx 15 \text{ min } 15 \text{ s}$ , valor este aproximado ao calculado no subcapítulo anterior.

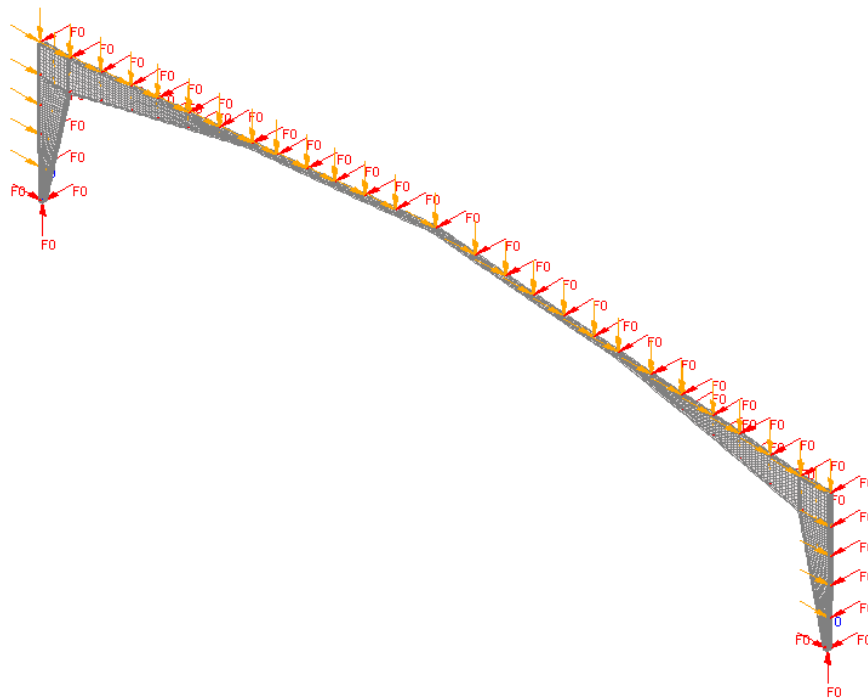


Figura 6. 34 - Representação do pórtico com apoios, restrições e cargas para análise a temperatura elevada.

Através do programa SAFIR, obtiveram-se os deslocamentos do pórtico a temperatura elevada, como representado nas Figuras 6.35 a 6.37.

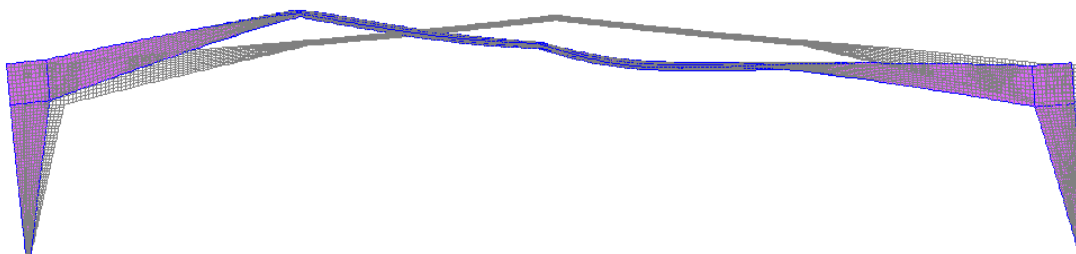


Figura 6. 35 - Representação dos deslocamentos do pórtico a temperatura elevada.

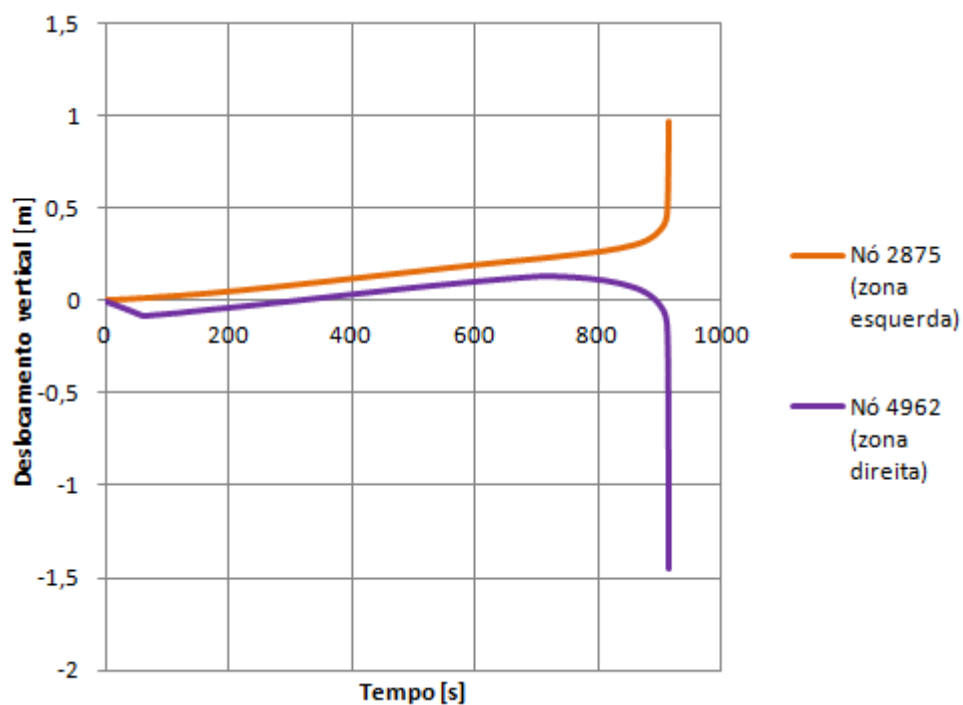


Figura 6. 36 - Gráfico do tempo - deslocamento vertical nas zonas de deslocamento máximo a temperatura elevada.

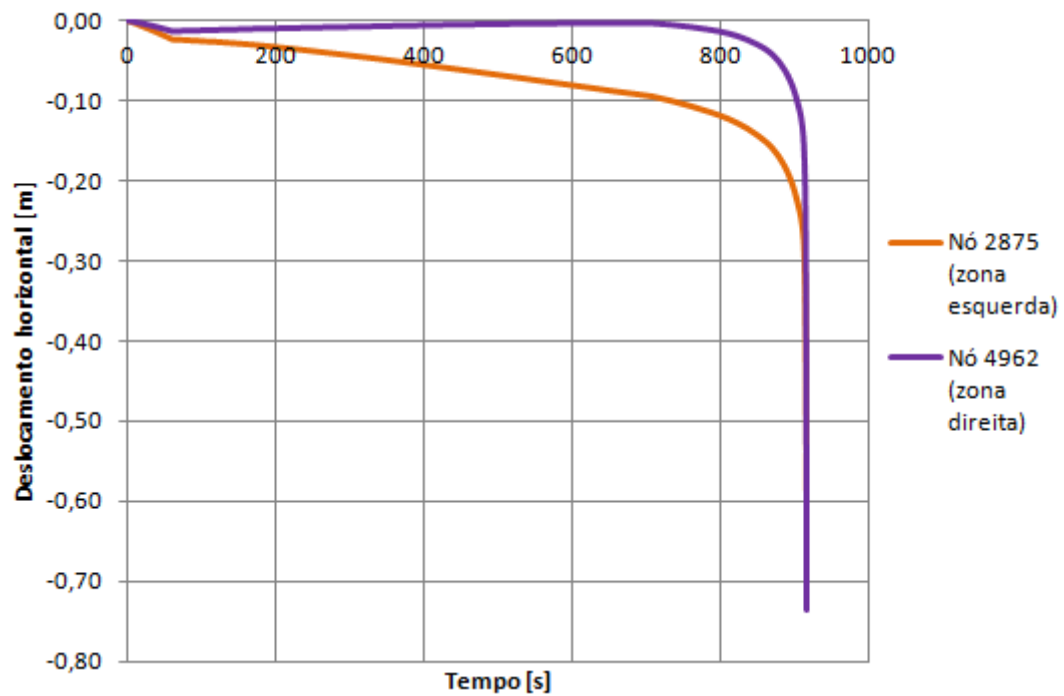
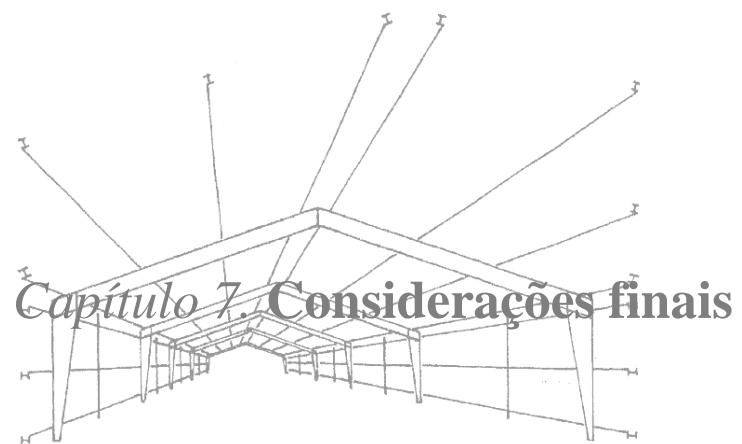


Figura 6. 37 - Gráfico do tempo - deslocamento horizontal nas zonas de deslocamento máximo a temperatura elevada.

Constatou-se que ocorreu um deslocamento vertical descendente na zona direita do pórtico, devido ao maior valor da carga resultante da ação do vento e do peso próprio. Consequentemente e, também devido à direção e sentido da ação do vento lateral, a zona esquerda do pórtico sofre um deslocamento ascendente.

**Nota:** Através dos resultados obtidos que comprovam a estabilidade e segurança estrutural não houve necessidade de considerar molas no modelo estrutural realizado através do programa SAFIR.





## Capítulo 7. Considerações finais





## Capítulo 7. Considerações finais

### 7.1. Conclusões

Edifícios do tipo naves industriais, pavilhões de exposições, pavilhões desportivos e centros comerciais são geralmente construídos com recurso a estruturas metálicas. Estas estruturas permitem vencer grandes vãos sem implicitamente necessitarem de elementos estruturais uniformes com grande inércia. Esta afirmação é comprovada nesta tese onde se efetuou uma análise estrutural que concilia a segurança com o aspeto económico da obra. É de referir que as solicitações a que a estrutura está sujeita, bem como a sua geometria, o vão do pórtico, o afastamento entre pórticos e a escolha do sistema construtivo condicionam fortemente o peso do aço por metro quadrado. Logo, esta situação tem que ser ponderada consoante a finalidade e investimento disponível para a execução da obra.

Analizou-se nesta dissertação um caso de estudo referente a uma nave industrial cujos pórticos constituídos por elementos de inércia variável tinham secções transversais das classes 3 e 4. Sendo que, para este último caso houve a necessidade de determinar a secção efetiva relativa à compressão e à flexão, de acordo com o EC3-1-5.

Com as metodologias efetuadas verificou-se que é possível alcançar a solução estrutural economicamente mais viável. Através da consideração de imperfeições iniciais globais e locais e de uma análise de segunda ordem assegurou-se a estabilidade da estrutura sem necessidade de verificação da estabilidade dos elementos no seu plano e, como era de prever, a forma do diagrama do momento fletor acompanhou a variação de secção do elemento estrutural utilizando racionalmente o aço.

Relativamente à configuração admitida para as imperfeições iniciais no pórtico, considerou-se a temperatura normal a configuração com base no modo de encurvadura elástico do pórtico, pelo facto do pórtico ser de nós móveis,  $\alpha_{cr} < 10$  e em situação de incêndio admitiu-se uma imperfeição equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico e de deformadas iniciais dos elementos, pelo facto do pórtico ser de nós fixos,  $\alpha_{cr} > 10$ . Esta solução verificou-se pela razão das ações consideradas à temperatura normal para a combinação mais condicionante (ELU AVB sobrecarga) serem relativamente maiores que as ações consideradas em situação de incêndio para a combinação mais condicionante (combinação de acidente: vento a 0° com  $c_{pi} = +0,2$ ).

Apesar do pórtico ser duplamente apoiado na fundação, apurou-se a existência de um momento fletor residual nos apoios que se deve ao facto destes não se encontrarem alinhados com o centro de gravidade dos pilares de inércia variável. Este afastamento horizontal provocou uma excentricidade que teve, como consequência, o aparecimento deste momento fletor residual. O facto dos momentos flectores nas secções transversais correspondentes ao topo dos pilares e à base das vigas não serem de igual valor, justifica-se devido a aspetos construtivos considerados pelo programa SAP2000.

Quanto aos deslocamentos obtidos tanto no programa de elementos finitos SAP2000 como no programa de análise estrutural SAFIR, tal como se verificou e seria de esperar, à temperatura normal existe um deslocamento vertical simétrico acentuado na cumeeira do pórtico, devido à simetria a nível das cargas aplicadas. Apesar das forças equivalentes relativas às imperfeições não serem simetricamente aplicadas no pórtico, não se verificou alteração significativa a nível de esforços e deslocamentos. Em situação de incêndio, o diagrama de deslocamentos obtido resulta das cargas concentradas aplicadas no pórtico devido à ação do vento serem de maior intensidade na zona direita do pórtico, o que provoca um deslocamento vertical descendente nesta. Desta forma e, também, devido à direção e sentido da ação do vento lateral, a zona esquerda do pórtico sofre um deslocamento ascendente.

Relativamente à segurança estrutural, o programa SAFIR comprovou os resultados obtidos através da análise numérica, tanto em situação de incêndio como a temperatura normal.

Espera-se que as metodologias descritas e exemplificadas nesta dissertação permitam assegurar uma maior utilização deste tipo de solução estrutural.

## 7.2. Propostas para trabalhos futuros

A elaboração de um processo analítico e otimizado para cálculo dos esforços atuantes de uma estrutura com elementos de inércia variável permitiria economizar o tempo de elaboração de um projeto. Resolvendo o problema através de programas de cálculo, como o programa SAP que foi utilizado no caso de estudo da presente dissertação, é necessário arbitrar inicialmente a geometria de cada elemento que seguidamente será verificada através da análise estrutural. De facto, esta consideração implica sucessivas tentativas. A resolução de um processo analítico permitiria contornar este problema.

A criação de um software para análise de elementos de inércia variável, incluindo também a análise a temperaturas elevadas, iria aumentar significativamente a eficiência dos projetos e reduzir a possibilidade de erros técnicos. Estes aspetos facultariam uma maior adoção deste tipo de elementos estruturais.

Um aspeto importante a desenvolver é a atualização do EC3, expressando as formulações para dimensionamento de elementos de inércia variável.





## Referências bibliográficas



## Referências bibliográficas

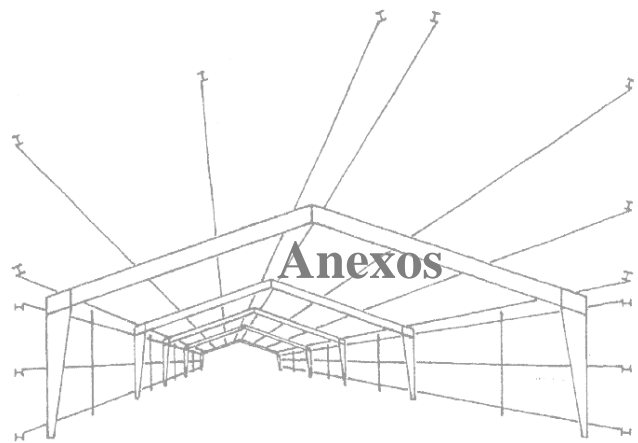
- ❖ From <http://www.hipersuper.pt/2010/10/20/dolce-vita-braga-abre-em-2011/>.
- ❖ "Estruturas Metálicas - Notas de Aula, Instituto Metodista Bennett." from <http://dc129.4shared.com/img/O8l5k5ur/preview.html>.
- ❖ (1983). Decreto-Lei nº235/83 125/83 Série I, Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.
- ❖ (2011). "Portal Met@lica." from <http://www.metalica.com.br/barreira-de-pedagio-em-eprunes-franca>.
- ❖ Andrade, A., D. Camotim, et al. (2006). "Lateral-torsional buckling of singly symmetric web-tapered thin-walled I-beams: 1D model vs. shell FEA." *Computers and Structures*.
- ❖ Baptista, A. M. and J. P. Muzeau (1998). "Design of Tapered Compression Members According to Eurocode 3." *Journal Construction Steel Research*. Vol. 46 pgs. 146-148.
- ❖ Bastos, R. (2009). "Momentos de Inércia." from <http://pt.scribd.com/doc/21240915/Momentos-de-Inercia>.
- ❖ Bazeos, N. and D. L. Karabalis (2005). "Efficient computation of buckling loads for plane steel frames with tapered members." *Engineering Structures*. Vol. 28 pgs. 771-775.
- ❖ Braham, M. (1997). "Elastic lateral-torsional buckling of web tapered I-beams subjected to end moments".
- ❖ Camotim, D., C. Basaglia, et al. (2010). "Apontamentos de Estruturas Metálicas." from <http://pt.scribd.com/doc/37716646/Apontamentos-de-Estruturas-Metalicas-Parte-I>.
- ❖ Cary, C. W. (1997). "Effective Lengths of Web-Tapered Columns in Rigid Metal Building Frames", Virginia Polytechnic.
- ❖ CEN (2002). Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas.

- ❖ CEN (2005). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- ❖ CEN (2005). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais; Acções do vento.
- ❖ CEN (2005). Eurocódigo 3; Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo.
- ❖ CEN (2006). Eurocode 3 - Design of steel structures, Part 1-5: Plated structural elements.
- ❖ Couto, C. (2011). "Estabilidade de pórticos metálicos em situação de incêndio". Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologias.
- ❖ Franssen, J. M. and P. Vila Real, Eds. (2010). "Fire Design of Steel Structures", 1<sup>st</sup> Edition. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.
- ❖ Franssen, J. M. (2011). "User's manual for SAFIR 2011- A computer program for analysis of structures subjected to fire": Department ArGEnCO. University of Liège.
- ❖ Fruchtengarte, J. "Sistemas estruturais de edifícios." from [http://www.lmc.ep.usp.br/people/Valdir/pef2402/sistemas\\_estr.pdf](http://www.lmc.ep.usp.br/people/Valdir/pef2402/sistemas_estr.pdf).
- ❖ Gaylord, Jr., Edwin, H. (1992), Eds. "Design of Steel Structures". 3<sup>rd</sup> Edition. McGraw-Hill.
- ❖ Hirt, M., Crisinel, M., Ed. (1979). "Charpentes métalliques: conception et dimensionnement des halles et bâtiments". Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- ❖ Kaehler, R. C., D. W. White, et al. (2011). "Frame Design Using Web-Tapered Members". A. I. o. S. Construction.
- ❖ Li, J., G. Li, et al. (2003). "A second-order inelastic model for steel frames of tapered members with slender web." Engineering Structures.
- ❖ Lourenço, L. A. P. (2005). "Análise do efeito de redução de espessura no comportamento de vigas metálicas de inércia variável com secção em I", Universidade do Minho.



- ❖ Marques, L., L. Simões da Silva, et al. (2010). "Métodos avançados de análise por elementos finitos para verificação da estabilidade de estruturas metálicas". VII Congresso de Construção Metálica e Mista.
- ❖ Marques, L., A. Taras, et al. (2011). "Development of a consistent buckling design procedure for tapered columns." Journal of Constructional Steel Research.
- ❖ Martins, J. G. (2011). "EC3 – Parte 1.1 / Volume II, 6ª Edição." from <http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcao%20Metalica%20e%20Mista/EC3%20-%20Parte%202.pdf>.
- ❖ Martins, J. G. (2011). "Estruturas Metálicas - EC3 Parte 1-1/Volume III." from <http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcao%20Metalica%20e%20Mista/EC3%20-%20Parte%203.pdf>.
- ❖ Martins, J. G. (2011). "Estruturas Metálicas - EC3 Parte 1-1/Volume IV." from <http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Construcao%20Metalica%20e%20Mista/EC3%20-%20Parte%204.pdf>.
- ❖ Masoudnia, R., S. Amiri, et al. (2010). "Uniform and Tapered Steel Box Columns: A Close Look at their Structure." European Journal of Scientific Research.
- ❖ Palma, G. (2007). "Estruturas Metálicas." from [dc141.4shared.com/download/.../Apostila\\_Estruturas\\_Metalicas-.pdf](http://dc141.4shared.com/download/.../Apostila_Estruturas_Metalicas-.pdf).
- ❖ Pinto, J. T. Q. S. (1997). "Optimização de pórticos metálicos de grandes vãos", Universidade do Porto.
- ❖ Raftoyiannis, I. G. and J. C. Ermopoulos (2005). "Stability of tapered and stepped steel columns with initial imperfections." Engineering Structures. Vol. 27 pgs. 1248-1257.
- ❖ Ramos, R. A. R. (1993). "Nova filosofia de cálculo de estruturas de aço - Eurocódigo 3", Universidade de Porto.
- ❖ Riley, C. E. (2003). "Elastic buckling loads of slender columns with variable cross section by the Newmark Method", Colorado State University.
- ❖ Saffari, H., R. Rahgozar, et al. (2008). "An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members." Journal of Constructional Steel Research. Vol. 64 pgs. 400-406.
- ❖ Silva, L. S., P. Cruz, et al. (2011). "Actas do VIII Congresso de Construção Metálica e Mista".

- ❖ Silva, L.S., Simões, R., Gervásio, H. (2010). "Design of Steel Structures". 1<sup>st</sup> Edition. ECCS Eurocode Design Manuals.
- ❖ Silva, L. S., L. Marques, et al. (2010). "Numerical validation of the general method in EC3-1-1 for prismatic members." Journal of Constructional Steel Research. Vol. 66 pgs. 575-590.
- ❖ Simões, R. A. D., Ed. (2007). "Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas", 2<sup>a</sup> Edição. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- ❖ Smith, J. C., Ed. (1996). "Structural Steel Design", 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley.
- ❖ "Vigas, perfíles y comerciales beams, channels and merchant bars travi, profilati e laminati mercantili". Arcelor Sections Commercial S.A., Arcelor Group.
- ❖ Vila Real, P., Ed. (2003). "Incêndio em estruturas metálicas - cálculo estrutural". Edições Orion.
- ❖ Zárate, A. V. and E. Mirambell (2004). "Shear strength of tapered steel plate girders." Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings.





## Anexo A - Quantificação das ações

Para facilitar a introdução das ações atuantes no pórtico, através do programa SAP com a finalidade de calcular os esforços a que a estrutura está sujeita, considerou-se uma carga unitária vertical uniformemente distribuída a atuar nas madres da cobertura e das fachadas (Figura A.1). Desta forma, como as madres são todas iguais, constituídas por 4 tramos de 7,5 m cada (espaçamento entre pórticos), obteve-se o seguinte diagrama de esforço transverso, considerando cada madre uma viga simplesmente apoiada:

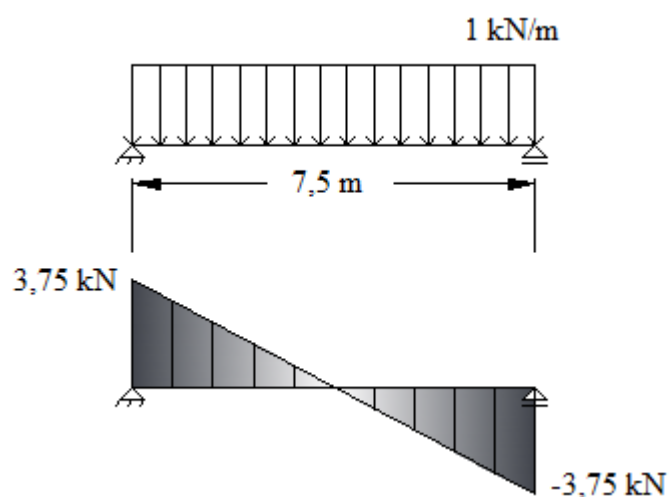


Figura A. 1 - Diagrama do esforço transverso considerando uma carga unitária uniformemente distribuída.

Conclui-se assim, que o valor máximo das reações é o seguinte:

$$R_{mc} = R_{mf} = 3,750 \text{ kN}$$

Como cada pórtico intermédio suporta duas madres em cada espaçamento de 1,546 m e 1,400 m, respeitante às madres da cobertura e fachadas respetivamente, vem que:

$$R_{mc} = R_{mf} = 7,500 \text{ kN}$$

As reações determinadas vão atuar no pórtico como cargas concentradas verticais, substituindo cada madre da cobertura e fachadas. Terão, no entanto, de ser multiplicadas pela ação permanente relativa ao peso próprio das madres resguardadas pelo painel “sandwich” e pelas ações variáveis referentes à sobrecarga da cobertura e ao vento. Seguem-se os valores das ações a considerar no pórtico.

Ações permanentes:

- Ação devida ao peso próprio das madres da cobertura:

$$G_{MC} = p.p. da madre da cobertura + p.p. do painel tipo "sandwich" \quad (A.1)$$

$$G_{MC,z} = (0,158 + 0,200 \times 1,546) \times \sin 5,71^\circ = 0,046 \text{ kN/m } (\leftarrow \text{ ou } \rightarrow)$$

$$G_{MC,z} = (0,158 + 0,200 \times 1,546/2) \times \sin 5,71^\circ = 0,031 \text{ kN/m } (\leftarrow \text{ ou } \rightarrow)$$

$$G_{MC,y} = (0,158 + 0,200 \times 1,546) \times \cos 5,71^\circ = 0,467 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

$$G_{MC,y} = (0,158 + 0,200 \times 1,546/2) \times \cos 5,71^\circ = 0,311 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

- Ação devida ao peso próprio das madres das fachadas:

$$G_{MF} = p.p. da madre da fachada + p.p. do painel tipo "sandwich" \quad (A.2)$$

$$G_{MF} = 0,337 + 0,200 \times 1,400 = 0,617 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

$$G_{MF} = 0,337 + 0,200 \times 1,400/2 = 0,477 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

- Ação sobre o pórtico relativa às madres da cobertura:

$$G_{mc} = p.p. da madre da cobertura + p.p. do painel tipo "sandwich" \quad (A.3)$$

$$G_{mc} = [(0,158 + 0,200 \times 1,546) \times 7,500]/1 = 3,504 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mc} = [(0,158 + 0,200 \times 1,546/2) \times 7,500]/1 = 2,345 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mc} = [(0,158 + 0,200 \times 1,546) \times 3,750]/1 = 1,752 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mc} = [(0,158 + 0,200 \times 1,546/2) \times 3,750]/1 = 1,172 \text{ kN } (\downarrow)$$

- Ação sobre o pórtico relativa às madres das fachadas:

$$G_{mf} = p.p. da madre da fachada + p.p. do painel tipo "sandwich" \quad (A.4)$$

$$G_{mf} = [(0,337 + 0,200 \times 1,400) \times 7,500]/1 = 4,628 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mf} = [(0,337 + 0,200 \times 1,400/2) \times 7,500]/1 = 3,578 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mf} = [(0,337 + 0,200 \times 1,400) \times 3,750]/1 = 2,314 \text{ kN } (\downarrow)$$

$$G_{mf} = [(0,337 + 0,200 \times 1,400/2) \times 3,750]/1 = 1,789 \text{ kN } (\downarrow)$$

- Ação devida ao peso próprio dos pilares do pórtico:

$$G_{bp} = \rho_{aço} \times A_{base \text{ pilar}} \quad (A.5a)$$

$$G_{bp} = 78,50 \times 7408 \times 10^{-6} = 0,582 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

$$G_{tp} = \rho_{aço} \times A_{topo \text{ pilar}} \quad (A.5b)$$

$$G_{tp} = 78,50 \times 17808 \times 10^{-6} = 1,398 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

**Nota:** É de relembrar que os pilares são de inércia variável, logo estão sujeitos a uma carga distribuída trapezoidalmente que na base e no topo valem  $G_{bp}$  e  $G_{tp}$ , respetivamente.

- Ações devida ao peso próprio das vigas do pórtico:

$$G_{bv} = \rho_{aço} \times A_{base \text{ viga}} \quad (A.6a)$$

$$G_{bv} = 78,50 \times 17808 \times 10^{-6} = 1,398 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

$$G_{tv} = \rho_{aço} \times A_{topo \text{ viga}} \quad (A.6b)$$

$$G_{tv} = 78,50 \times 7408 \times 10^{-6} = 0,582 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

$$G_{vc} = \rho_{aço} \times A_{secção \text{ constante}} \quad (A.6c)$$

$$G_{vc} = 78,50 \times 7408 \times 10^{-6} = 0,582 \text{ kN/m } (\downarrow)$$

**Nota:** Tal como já referido anteriormente para o caso dos pilares, as vigas têm uma zona em que a sua secção transversal varia linearmente ao longo do seu comprimento, daí estar sujeita a uma carga distribuída trapezoidalmente que na base e no topo valem  $G_{bv}$  e  $G_{tv}$ , respetivamente. Para o caso da zona em que a secção transversal é constante, tem-se uma carga uniformemente distribuída com o valor de  $G_{vc}$ . Os valores das áreas foram retirados do programa SteelClass.

#### Ações variáveis:

➤ Sobrecarga uniformemente distribuída na cobertura:

Para uma cobertura não acessível (apenas acessível para manutenção e reparação), segundo a cláusula 6.3.4 do EC1 Parte 1-1 deve ser considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída cujo valor é  $0,4 \text{ kN/m}^2$ . Para o caso das madres de cobertura essa ação vale:

$$S_{Q,z} = (0,400 \times 1,546) \times \sin 5,71^\circ = 0,062 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{ ou } \rightarrow)$$

$$S_{Q,z} = (0,400 \times 1,546/2) \times \sin 5,71^\circ = 0,031 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{ ou } \rightarrow)$$

$$S_{Q,y} = (0,400 \times 1,546) \times \cos 5,71^\circ = 0,615 \text{ kN/m} \quad (\downarrow)$$

$$S_{Q,y} = (0,400 \times 1,546/2) \times \cos 5,71^\circ = 0,308 \text{ kN/m} \quad (\downarrow)$$

Para os pórticos, toma o valor de:

$$S_Q = [(0,400 \times 1,546) \times 7,500]/1 = 4,638 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

$$S_Q = [(0,400 \times 1,546/2) \times 7,500]/1 = 2,319 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

$$S_Q = [(0,400 \times 1,546) \times 3,750]/1 = 2,319 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

$$S_Q = [(0,400 \times 1,546/2) \times 3,750]/1 = 1,160 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

➤ Sobrecarga concentrada na cobertura

Segundo o artigo 34º do Regulamento de Segurança e Ações - R.S.A. (Decreto-Lei nº235/83 125/83 Série I, 1983), é necessário considerar uma carga concentrada de  $1 \text{ kN}$  nos elementos secundários da cobertura (Figura A.2b)), separadamente da carga uniformemente distribuída (Figura A.2a)). Verifica-se que a situação mais condicionante é utilizar a sobrecarga uniformemente distribuída, onde  $M_{Ed,max} = 4,345 \text{ kNm}$ .



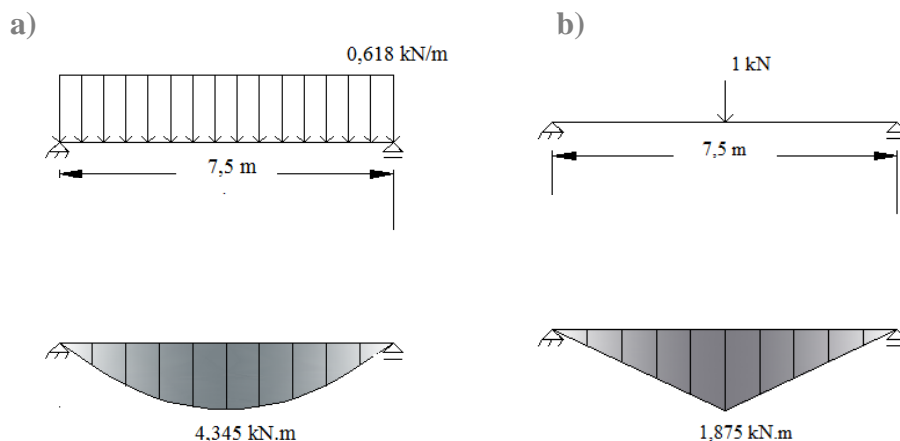


Figura A. 2 - a) Diagrama do momento fletor considerando a sobrecarga uniformemente distribuída (cobertura plana); b) Diagrama do momento fletor considerando a carga concentrada unitária (cobertura plana).

### ➤ Ação do vento

Esta ação dinâmica sobre a estrutura atua diretamente como uma pressão sobre as superfícies expostas (pressão externa) e indiretamente nas superfícies internas (pressão interna), devido à permeabilidade dessas mesmas superfícies.

De acordo com a cláusula 5.2 do EC1-1-4, as pressões externa e interna, são obtidas respetivamente através das expressões:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad [kN/m^2] \quad (A.7)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad [kN/m^2] \quad (A.8)$$

Segundo a cláusula 4.5 do mesmo Eurocódigo, a pressão para a velocidade de pico do vento  $q_p(z)$  para uma altura  $z$  é dada por:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z) \quad [kN/m^2] \quad (A.9)$$

A densidade do ar  $\rho$  vale  $1,25 \text{ kg/m}^3$ . A intensidade de turbulência do vento  $I_v(z)$ , definida na cláusula 4.4 é determinada pela seguinte expressão:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad , \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (A.10a)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ , para } z \leq z_{\min} \quad (\text{A.10b})$$

O fator de turbulência  $k_1$  toma o valor de 1,0 e o fator orográfico  $c_0 = 1,0$ , optando por se desprezar o efeito orográfico. Este efeito é desprezado quando não aumenta a velocidade do vento em mais de 5% e quando o declive a sotavento é inferior a 3°.  $z_{\max} = 200,0\text{m}$  e os valores de  $z_0$  e  $z_{\min}$  que têm em conta a rugosidade do terreno estão definidos na Tabela A.1.

Tabela A. 1 - Categorias e parâmetros do terreno (CEN, 2005).

| <i>Categoria de terreno</i>  | $z_0$<br>[m] | $z_{\min}$<br>[m] |
|--|--------------|-------------------|
| <i>0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar</i>  | <i>0,003</i> | <i>1</i>          |
| <i>I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos</i>   | <i>0,01</i>  | <i>1</i>          |
| <i>II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura</i>  | <i>0,05</i>  | <i>2</i>          |
| <i>III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)</i> | <i>0,3</i>   | <i>5</i>          |
| <i>IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m</i>   | <i>1,0</i>   | <i>10</i>         |
| <i>NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.</i>   |              |                   |

A velocidade média do vento  $V_m(z)$  para uma altura  $z$  é dada pela expressão:

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b \quad [\text{m/s}] \quad (\text{A.11})$$

A velocidade básica do vento  $V_b$  é função da direção do vento e época do ano a uma altura de 10 m acima de um terreno de categoria II e é definida por:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} \quad [\text{m/s}] \quad (\text{A.12})$$

De acordo com o Anexo Nacional, os fatores de direção e época do ano,  $c_{dir}$  e  $c_{season}$ , respetivamente, são considerados de valor 1,0. Para quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento  $V_{b,0}$  considera-se o país dividido em duas zonas:

**Zona A** - a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;

**Zona B** - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

Sendo o valor de  $V_{b,0}$  a considerar:

Tabela A. 2 - Valores da velocidade de referência do vento conforme a zona.

| Zona | $V_{b,0}(m/s)$ |
|------|----------------|
| A    | 27             |
| B    | 30             |

O fator de rugosidade  $c_r$  tem em conta a variação da velocidade média do vento no local onde se encontra a estrutura. Este fator, definido na cláusula 4.3.2 do EC1-1-4 é dado por:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (\text{A.13a})$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \text{ para } z \leq z_{min} \quad (\text{A.13b})$$

O fator do terreno depende do valor da rugosidade dado pela expressão:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (\text{A.14})$$

**Nota:**  $z_{0,II}$  é o parâmetro que tem em conta a rugosidade do terreno de categoria II e vale 0,05 m.

Os coeficientes de pressão externa  $c_{pe}$  são definidos pela cláusula 7.2.1 como  $c_{pe,1}$  para coeficientes de pressão locais e  $c_{pe,10}$  para os efeitos globais na estrutura. Apresentam-se seguidamente as figuras e tabelas que servem de base para determinação destes coeficientes numa cobertura de duas vertentes e nas paredes verticais.

Tabela A. 3 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (CEN, 2005).

| Zona        | A           |            | B           |            | C           |            | D           |            | E           |            |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| $h/d$       | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 5           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,8        | +1,0       | -0,7        |            |
| 1           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,8        | +1,0       | -0,5        |            |
| $\leq 0,25$ | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,7        | +1,0       | -0,3        |            |

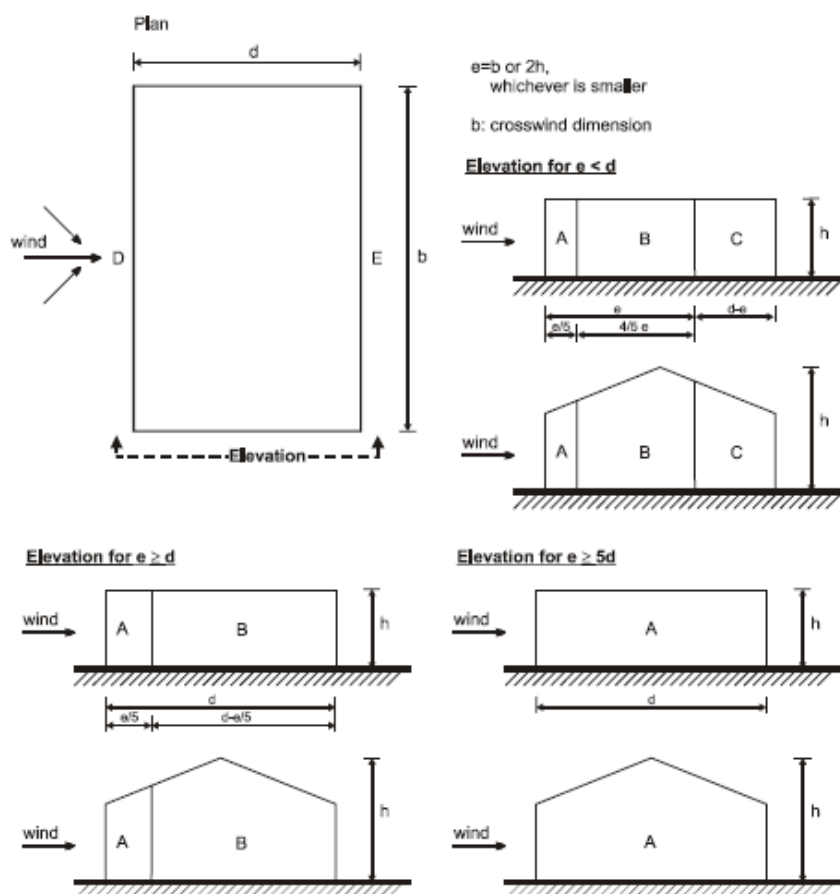


Figura A. 3 - Zonas em paredes verticais (CEN, 2005).

Tabela A. 4 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (CEN, 2005).

| Ângulo de inclinação $\alpha$ | Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$ |            |             |            |             |            |             |            |             |            |
|-------------------------------|--|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                               | F  |            | G           |            | H           |            | I           |            | J           |            |
|                               | $C_{pe,10}$                                | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| -45°                          | -0,6                                       |            | -0,6        |            | -0,8        |            | -0,7        |            | -1,0        | -1,5       |
| -30°                          | -1,1                                       | -2,0       | -0,8        | -1,5       | -0,8        |            | -0,6        |            | -0,8        | -1,4       |
| -15°                          | -2,5                                       | -2,8       | -1,3        | -2,0       | -0,9        | -1,2       | -0,5        |            | -0,7        | -1,2       |
| -5°                           | -2,3                                       | -2,5       | -1,2        | -2,0       | -0,8        | -1,2       | +0,2        |            | +0,2        |            |
|                               |  |            |             |            |             |            | -0,6        |            | -0,6        |            |
| 5°                            | -1,7                                       | -2,5       | -1,2        | -2,0       | -0,6        | -1,2       |             |            | +0,2        |            |
|                               | +0,0                                       |            | +0,0        |            | +0,0        |            | -0,6        |            | -0,6        |            |
| 15°                           | -0,9                                       | -2,0       | -0,8        | -1,5       | -0,3        |            | -0,4        |            | -1,0        | -1,5       |
|                               | +0,2                                       |            | +0,2        |            | +0,2        |            | +0,0        |            | +0,0        | +0,0       |
| 30°                           | -0,5                                       | -1,5       | -0,5        | -1,5       | -0,2        |            | -0,4        |            | -0,5        |            |
|                               | +0,7                                       |            | +0,7        |            | +0,4        |            | +0,0        |            | +0,0        |            |
| 45°                           | -0,0                                       |            | -0,0        |            | -0,0        |            | -0,2        |            | -0,3        |            |
|                               | +0,7                                       |            | +0,7        |            | +0,6        |            | +0,0        |            | +0,0        |            |
| 60°                           | +0,7                                       |            | +0,7        |            | +0,7        |            | -0,2        |            | -0,3        |            |
| 75°                           | +0,8                                       |            | +0,8        |            | +0,8        |            | -0,2        |            | -0,3        |            |

**NOTA 1 :** Com  $\theta = 0^\circ$  e para inclinações entre  $\alpha = -5^\circ$  e  $\alpha = +45^\circ$ , a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados quatro casos, em que os valores maiores ou menores em todas as áreas F, G e H são combinados com os valores maiores ou menores nas áreas I e J. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

**NOTA 2 :** Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. Não efectuar interpolação entre  $\alpha = +5^\circ$  e  $\alpha = -5^\circ$ , mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicados em 7.2.3. Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

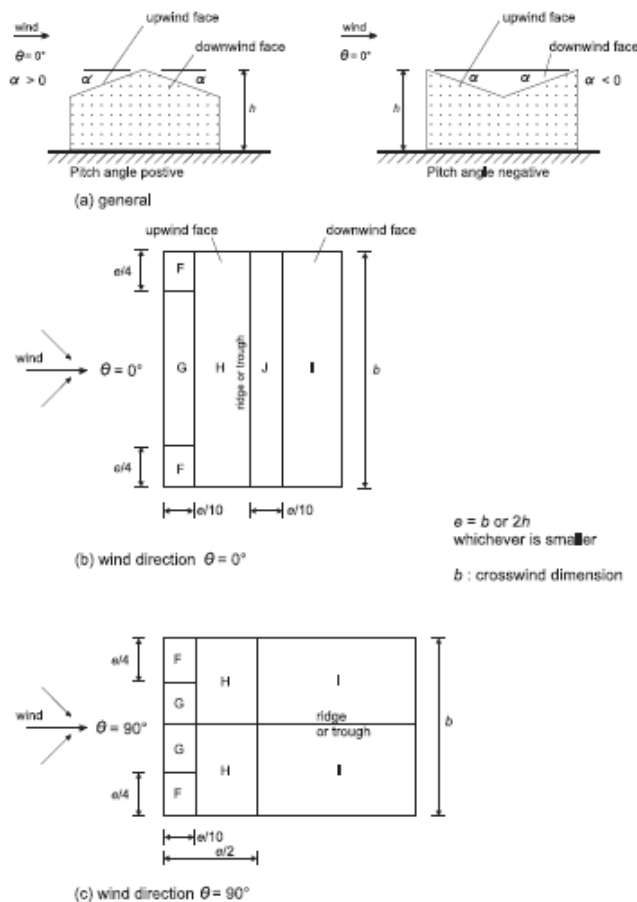


Figura A. 4 - Zonas em coberturas de duas vertentes (CEN, 2005).

O coeficiente de pressão interna  $c_{pi}$  depende do tamanho e da distribuição das aberturas de um edifício. No entanto, pode-se adotar o valor mais gravoso dos dois valores sugeridos na cláusula 7.2.9:

$$c_{pi} = +0,2$$

$$c_{pi} = -0,3$$

Aplicando a explicação anterior ao caso de estudo, o valor básico da velocidade de referência do vento é de  $27 \text{ m/s}$ , considerando que o edifício se encontra na zona A. Assim sendo, a velocidade média do vento toma o valor de:

$$V_b(z) = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

Para uma zona III, onde se situa a nave industrial com  $z = 9 \text{ m}$ , tem-se  $z_0 = 0,3 \text{ m}$  e  $z_{min} = 5 \text{ m}$ . Como  $z_{min} < z < z_{max}$ , vem que:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \times \ln\left(\frac{9}{0,3}\right) = 0,733$$

Por conseguinte:

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b = 0,733 \times 1,0 \times 27 = 19,791 \text{ m/s}$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{9}{0,3}\right)} = 0,294$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,294] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 19,791^2 \times 10^{-3} = 0,749 \text{ kN/m}^2$$

**Paredes verticais laterais:**

$$b = 30 \text{ m}$$

$$d = 40 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(30; 2 \times 9) = 18 \text{ m}$$

$$h/d = 9/40 = 0,225$$

**Paredes verticais frontal e posterior:**

$$b = 40 \text{ m}$$

$$d = 30 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(40; 2 \times 9) = 18 \text{ m}$$

$$h/d = 9/30 = 0,3$$

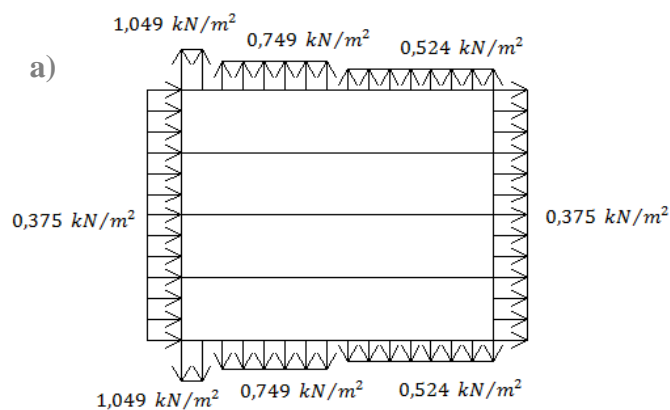
**Tabela A. 5 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais para direção do vento a 0°.**

| Zona  | A           | B           | C           | D           | E           |
|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $h/d$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ |
| <0,25 | -1,2        | -0,8        | -0,5        | 0,7         | -0,3        |

**Tabela A. 6 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais para direção do vento a 90°.**

| Zona  | A           | B           | C           | D           | E           |
|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $h/d$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ |
| 0,3   | -1,2        | -0,8        | -0,5        | 0,707       | -0,313      |

Aplicando as equações (A.7) e (A. 8), obtêm-se as seguintes pressões:



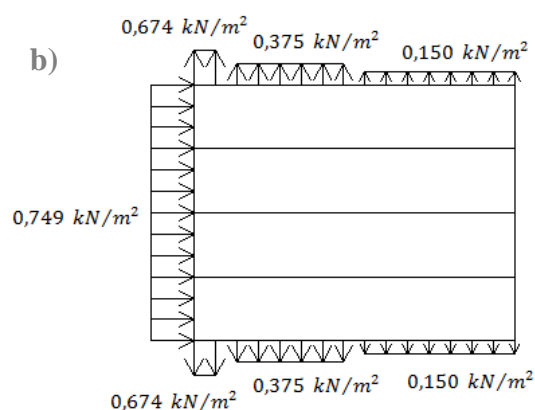


Figura A. 5 - a) Representação da ação do vento no edifício de planta retangular, considerando  $c_{pi} = +0,2$  e direção do vento de  $0^\circ$  (zonas A a E); b) Representação da ação do vento no edifício de planta retangular, considerando  $c_{pi} = -0,3$  e direção do vento de  $0^\circ$  (zonas A a E).

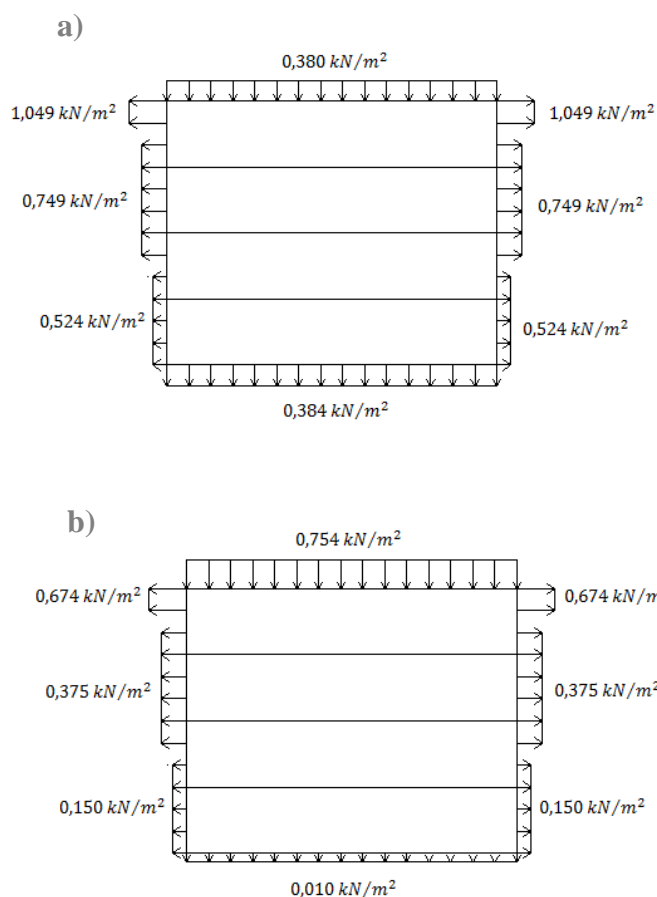


Figura A. 6 - a) Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando  $c_{pi} = +0,2$  e direção do vento de  $90^\circ$  (zonas A a E); b) Representação da ação do vento no edifício de planta retangular considerando  $c_{pi} = -0,3$  e direção do vento de  $90^\circ$  (zonas A a E).



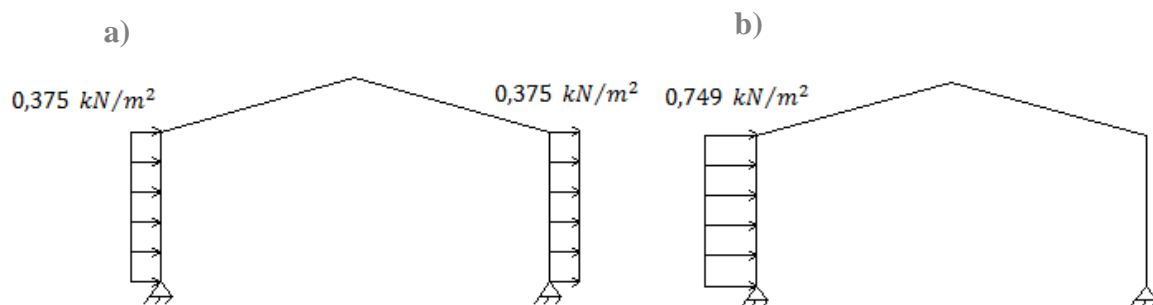


Figura A. 7 - a) Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando  $c_{pi} = +0,2$  e direção do vento de  $0^\circ$  (zonas D e E); b) Representação da ação nos pilares do pórtico considerando  $c_{pi} = -0,3$  e direção do vento de  $0^\circ$  (zonas D e E).

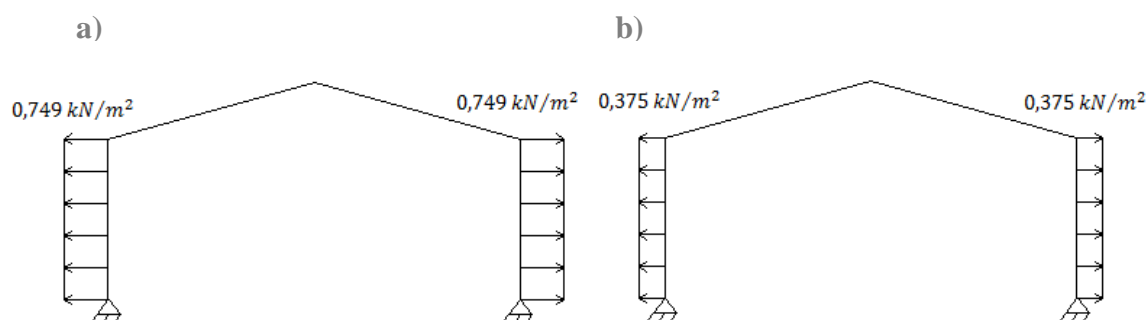


Figura A. 8 - a) Representação da ação do vento nos pilares do pórtico considerando  $c_{pi} = +0,2$  e direção do vento de  $90^\circ$  (zona B); b) Representação da ação nos pilares do pórtico considerando  $c_{pi} = -0,3$  e direção do vento de  $90^\circ$  (zona B).

### Cobertura:

Tabela A. 7 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura para direção do vento a  $0^\circ$ .

| Ângulo de inclinação<br>$\alpha$ | Zona; Direção do vento $\theta = 0^\circ$ |             |             |             |             |
|----------------------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                                  | F   | G           | H           | I           | J           |
|                                  | $c_{pe,10}$                               | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,10}$ |
| 5,71°                            | 0,014                                     | 0,014       | 0,014       | -0,557      | -0,557      |
|                                  | -1,643                                    | -1,172      | -0,579      | -0,586      | 0,115       |

**Nota:** A cobertura é não ventilada,  $c_{pi} = 0$ . Os valores tabelados foram obtidos por interpolação.

Tabela A. 8 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para a cobertura para direção do vento de 90°.

| Ângulo de inclinação<br>$\alpha$ | Zona; Direção do vento $\theta = 90^\circ$ |             |
|----------------------------------|--|-------------|
|                                  | F  | H           |
|                                  | $c_{pe,10}$                                | $c_{pe,10}$ |
| 5,71°                            | -1,579                                     | -0,693      |

Das equações (A.7) e (A.8), calculam-se as seguintes pressões:

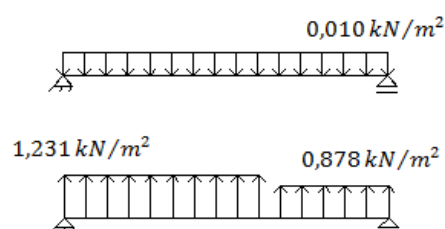


Figura A. 9 - Representação da ação do vento com direção de 0° nas madres da cobertura (zonas F e G).

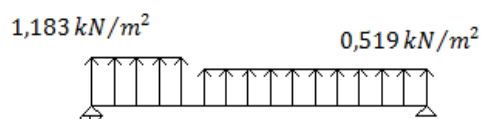


Figura A. 10 - Representação da ação do vento com direção de 90° nas madres da cobertura (zonas F e H).

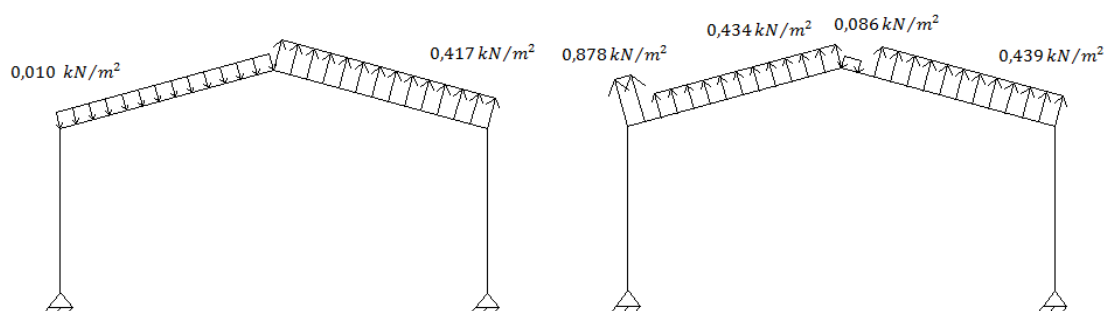


Figura A. 11 - Representação da ação do vento com direção de 0° na cobertura (zonas G, H, J e I).

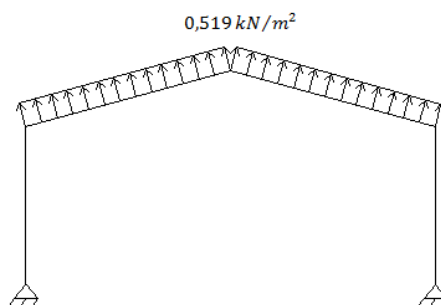


Figura A. 12 - Representação da ação do vento com direção de  $90^\circ$  na cobertura (zona H).



## Anexo B - Combinações das ações

A verificação da segurança impõe que o valor de cálculo do esforço atuante  $E_d$  seja igual ou inferior ao valor de cálculo do esforço resistente  $R_d$ .

Segundo o EC0, o valor de cálculo do efeito das ações para verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos (E.L.U.) é feita através da combinação fundamental:

$$\sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk}] \quad (\text{B.1})$$

Em que:

$S_{Gik}$  - esforço resultante de uma ação permanente;

$S_{Q1k}$  - esforço resultante de uma ação variável considerada como base da combinação;

$S_{Qjk}$  - esforço resultante de uma ação variável diferente da ação base;

$\gamma_{gi}$  - coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_q$  - coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0j}, \psi_{2j}$  - coeficientes correspondentes à ação variável de ordem j.

Tabela B. 1 - Valores recomendados para os coeficientes de segurança (CEN, 2002).

| Ação variável  | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|----------------|----------|----------|----------|
| Sobrecarga (Q) | 0,0      | 0,0      | 0,0      |
| Vento (W)      | 0,6      | 0,2      | 0,0      |

### Ação variável base: Sobrecarga

- Vento com a direção do peso próprio:

$$\gamma_{gi}S_{Gik}(\downarrow) + \gamma_q[S_{Qk}(\downarrow) + \psi_{0W}S_{Wk}(\downarrow)] \quad (\text{B.2a})$$

$$1,35S_{Gik} + 1,50[S_{Qk} + 0,6S_{Wk}] \quad (\text{B.2b})$$

- Vento com direção contrária ao peso próprio:

$$\gamma_{gi}S_{Gik}(\downarrow) + \gamma_q[S_{Qk}(\downarrow) + \psi_{0W}S_{Wk}(\uparrow)] \quad (\text{B.3a})$$

$$1,35S_{Gik} + 1,50S_{Qk} \quad (\text{B.3b})$$

### Ação variável base: Vento

- Vento com a direção do peso próprio:

$$\gamma_{gi}S_{Gik}(\downarrow) + \gamma_q[S_{Wk}(\downarrow) + \psi_{oQ}S_{Qk}(\downarrow)] \quad (\text{B.4a})$$

$$1,35S_{Gik} + 1,50S_{Wk} \quad (\text{B.4b})$$

- Vento com direção contrária ao peso próprio:

$$\gamma_{gi}S_{Gik}(\downarrow) + \gamma_q[S_{Wk}(\uparrow) + \psi_{oQ}S_{Qk}(\downarrow)] \quad (\text{B.5a})$$

$$1,00S_{Gik} + 1,50S_{Wk} \quad (\text{B.5b})$$

A situação de incêndio é considerada uma situação accidental expressa segundo a combinação:

$$\sum_{j \geq 1} S_{Gk,1} + \psi_{1,1}S_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}S_{Qk,i} + A_d \quad (\text{B.6})$$

Em que:

$\psi_1$  - ação variável de base (valores frequentes);

$\psi_2$  - outras ações variáveis (valores quase-permanentes);

$A_d$  – valor de cálculo das ações indiretas de incêndio.

#### Ação variável base: Sobrecarga

$$S_{Gk}(\downarrow) + \psi_1 S_{Qk}(\downarrow) + \psi_2 S_{Wk}(\uparrow \text{ ou } \downarrow) \quad (\text{B.7a})$$

$$S_{Gk} \quad (\text{B.7b})$$

#### Ação variável base: Vento

- Vento com a direção do peso próprio:

$$S_{Gk}(\downarrow) + \psi_1 S_{Wk}(\downarrow) + \psi_2 S_{Qk}(\downarrow) \quad (\text{B.8a})$$

$$S_{Gik} + 0,2 S_{Wk} \quad (\text{B.8b})$$

- Vento com direção contrária ao peso próprio:

$$S_{Gk}(\downarrow) + \psi_1 S_{Wk}(\uparrow) + \psi_2 S_{Qk}(\downarrow) \quad (\text{B.9a})$$

$$S_{Gik} \quad (\text{B.9b})$$

A quantificação do valor de cálculo do efeito das ações para a verificação da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização/Serviço (E.L.S.) é feita através da combinação característica:

$$\sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \quad (\text{B.10})$$

#### Ação variável base: Sobrecarga

- Vento com a direção do peso próprio:

$$S_{Gik}(\downarrow) + S_{Qk}(\downarrow) + \psi_{0W} S_{Wk}(\downarrow) \quad (\text{B.11a})$$

$$S_{Gik} + S_{Qk} + 0,6S_{Wk} \quad (\text{B.11b})$$

- Vento com direção contrária ao peso próprio:

$$S_{Gik}(\downarrow) + S_{Qk}(\downarrow) + \psi_{0W}S_{Wk}(\uparrow) \quad (\text{B.12a})$$

$$S_{Gik} + S_{Qk} \quad (\text{B.12b})$$

**Ação variável base: Vento**

- Vento com a direção do peso próprio:

$$S_{Gik}(\downarrow) + S_{Wk}(\downarrow) + \psi_{0Q}S_{Qk}(\downarrow) \quad (\text{B.13a})$$

$$S_{Gik} + S_{Wk} \quad (\text{B.13b})$$

- Vento com direção contrária ao peso próprio:

$$S_{Gik}(\downarrow) + S_{Wk}(\uparrow) + \psi_{0Q}S_{Qk}(\downarrow) \quad (\text{B.14a})$$

$$S_{Gik} \quad (\text{B.14b})$$



## Anexo C - Classificação das secções transversais

Seguidamente classificam-se as secções transversais dos elementos, tendo como base o subcapítulo 1.3.2.1. da presente dissertação.

➤ Secção correspondente às madres da cobertura (IPE160)

**Banzo:**  $c/t = \left(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r\right)/t_f = \left(\frac{0,082}{2} - \frac{0,005}{2} - 0,009\right)/0,0074 \approx 3,987$

$$9\varepsilon = 9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 7,323$$

Como  $c/t < 9\varepsilon$ , o banzo é de classe 1.

**Alma:**  $c/t = d/t_w = 0,1272/0,005 \approx 25,440$

$$72\varepsilon = 72 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 58,580$$

Como  $c/t < 72\varepsilon$ , a alma é de classe 1.

❖ Logo, a secção IPE160 das madres de cobertura é de classe 1.

**Nota:** As dimensões dos perfis laminados, bem como as suas restantes propriedades encontram-se referidas nas Tabelas Arcelor Mittal.

➤ Secção correspondente às madres das fachadas (HE140B)

**Banzo:**  $c/t = \left(\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r\right)/t_f = \left(\frac{0,140}{2} - \frac{0,007}{2} - 0,012\right)/0,012 \approx 4,542$

$$9\varepsilon = 9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 7,323$$

Como  $c/t < 9\varepsilon$ , o banzo é de classe 1.

**Alma:**  $c/t = d/t_w = 0,092/0,007 \approx 13,143$

$$72\varepsilon = 72 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 58,580$$

Como  $c/t < 72\varepsilon$ , a alma é de classe 1.

❖ Logo, a secção HEB140 das madres das fachadas é de classe 1.

➤ Secção correspondente à base dos pilares

**Banzo:**  $c/t = \left(\frac{b-t_w}{2} - a\right)/t_f = \left(\frac{0,250-0,008}{2} - 0,007\right)/0,012 \approx 9,500$

$$14\varepsilon = 14 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 14 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 11,391$$

Como  $c/t < 14\varepsilon$ , o banzo é de classe 3.

**Alma:**  $c/t = 0,162/0,008 \approx 20,250$

$$33\varepsilon = 33 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 26,849$$

Como  $c/t < 72\varepsilon$ , a alma é de classe 1.

❖ Logo, a secção pertence à classe 3.

➤ Secção correspondente ao topo dos pilares

**Banzo:**  $c/t = \left(\frac{b-t_w}{2} - a\right)/t_f = \left(\frac{0,250-0,008}{2} - 0,007\right)/0,012 \approx 9,500$

$$14\varepsilon = 14 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 14 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 11,391$$

Como  $c/t < 14\varepsilon$ , o banzo é de classe 3.

$$\text{Alma: } \alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{2ct_w f_y} = \frac{1}{2} + \frac{182,673}{2 \times 1,462 \times 0,008 \times 355 \times 10^3} \approx 0,522 > 0,5$$

$$c/t = 1,462/0,008 \approx 182,750$$

$$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \times \sqrt{235/355}}{13 \times 0,522 - 1} \approx 64,122$$

Como  $c/t > \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ , a alma não é das classes 1 e 2. Logo, é necessário calcular o parâmetro  $\psi$ .

$$\psi = 2 \frac{N}{A f_y} - 1 = 2 \times \frac{182,673}{17808 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3} - 1 \approx -0,942 > -1$$

$$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \times \sqrt{235/355}}{0,67 + 0,33 \times (-0,942)} \approx 95,149$$

Visto  $c/t > \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ , a alma é de classe 4.

❖ Desta forma, a secção correspondente ao topo do pilar é de classe 4.

➤ Secção correspondente à base das vigas

**Banzo:** Como se viu no caso anterior o banzo é de classe 3.

$$\text{Alma: } \alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{2ct_w f_y} = \frac{1}{2} + \frac{308,143}{2 \times 1,462 \times 0,008 \times 355 \times 10^3} \approx 0,537 > 0,5$$

$$c/t = 1,462/0,008 \approx 182,750$$

$$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \times \sqrt{235/355}}{13 \times 0,537 - 1} \approx 62,031$$

Como  $c/t > \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ , a alma não é das classes 1 e 2. Logo, é necessário calcular o parâmetro  $\psi$ .

$$\psi = 2 \frac{N}{Af_y} - 1 = 2 \times \frac{308,143}{17808 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3} - 1 \approx -0,903 > -1$$

$$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \times \sqrt{235/355}}{0,67 + 0,33 \times (-0,903)} \approx 91,857$$

Visto  $c/t > \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ , a alma é de classe 4.

❖ Conclui-se que a secção correspondente à base do pilar é de classe 4.

➤ Secção correspondente ao topo das vigas

**Banzo:** O banzo, tal como na secção correspondente à base do pilar, é de classe 3.

$$\text{Alma: } \alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{2ct_w f_y} = \frac{1}{2} + \frac{291,929}{2 \times 0,162 \times 0,008 \times 355 \times 10^3} \approx 0,817 > 0,5$$

$$c/t = 0,162/0,008 \approx 20,250$$

$$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times \sqrt{235/355}}{13 \times 0,819 - 1} \approx 33,398$$

Como  $c/t < \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ , a alma é da classe 1.

❖ Logo, a secção pertence à classe 3.

## Anexo D - Propriedades das secções transversais

Neste anexo, calculam-se as áreas bruta e efetiva de cada secção transversal, bem como os momentos de inércia em y e z e os respectivos módulos de flexão, essenciais à verificação de segurança das secções transversais dos elementos e à verificação dos próprios elementos do edifício.

➤ Secção correspondente à base dos pilares/topo das vigas

$$A = 2 \times A_f + A_w = 2 \times (b \times t_f) + (h_w \times t_w) \quad [m^2]$$

$$A = 2 \times (0,250 \times 0,012) + (0,176 \times 0,008) = 7408 \times 10^{-6} m^2$$

$$I_{\Delta} = I_G + A d^2 \quad [m^4]$$

$$I_y = 2 \times \left[ \frac{0,250 \times 0,012^3}{12} + (0,250 \times 0,012) \times 0,094^2 \right] + \left[ \frac{0,008 \times 0,176^3}{12} + (0,008 \times 0,176) \times 0^2 \right]$$

$$\approx 5,672 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_z = 2 \times \left[ \frac{0,012 \times 0,250^3}{12} + (0,250 \times 0,012) \times 0^2 \right] + \left[ \frac{0,176 \times 0,008^3}{12} + (0,008 \times 0,176) \times 0^2 \right]$$

$$\approx 3,126 \times 10^{-5} m^4$$

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{v} = \frac{5,672 \times 10^{-5}}{0,100} \approx 5,672 \times 10^{-4} m^3$$

$$W_{el,z} = \frac{I_z}{v} = \frac{3,126 \times 10^{-5}}{0,125} \approx 2,501 \times 10^{-4} m^3$$

➤ Secção correspondente ao topo dos pilares/base das vigas

$$A = 2 \times A_f + A_w = 2 \times (b \times t_f) + (h_w \times t_w) \quad [m^2]$$

$$A = 2 \times (0,250 \times 0,012) + (1,476 \times 0,008) = 17808 \times 10^{-6} m^2$$

Como a alma é de classe 4, é necessário determinar a secção efetiva, tal como mencionado no ponto 1.2.2.2. Assim sendo, é necessário calcular o parâmetro  $\psi$  e determinar o respetivo fator de encurvadura  $k_\sigma$ .

**Compressão:**

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$$

O valor de  $\psi = 1$  corresponde a um fator de encurvadura  $k_\sigma = 4,0$ .

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{1,462/0,008}{28,4 \times \sqrt{235/355} \times \sqrt{4,0}} \approx 3,954$$

Para,  $\bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \leftrightarrow 3,954 > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \times 1} \approx 0,673$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{3,954 - 0,055 \times (3 + 1)}{3,954^2} \approx 0,239$$

Pela Tabela 1.4, calcula-se a secção efetiva:

$$b_{eff} = \rho \bar{b} = 0,239 \times 1,462 \approx 0,349 \text{ m}$$

$$b_{e1} = 0,5b_{eff} = 0,5 \times 0,349 \approx 0,175 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 0,5b_{eff} = 0,5 \times 0,349 \approx 0,175 \text{ m}$$

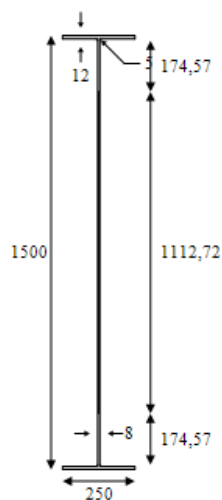


Figura D. 1 - Secção transversal efetiva devido ao efeito compressivo correspondente ao topo dos pilares/base das vigas (Programa SteelClass).

$$A_{eff} = 17808 \times 10^{-6} - ((1,462 - 0,349) \times 0,008) \approx 8906 \times 10^{-6} m^2$$

**Flexão:**

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1$$

O valor de  $\psi = -1$  corresponde a um fator de encurvadura  $k_\sigma = 23,8$ .

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{1,462/0,008}{28,4 \times \sqrt{235/355} \times \sqrt{23,8}} \approx 1,621$$

Para,  $\bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \Leftrightarrow 1,621 > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \times (-1)} \approx 0,374$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,621 - 0,055 \times (3 + (-1))}{1,621^2} \approx 0,575$$

Pela Tabela 1.4, calcula-se a secção efetiva:

$$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b}/(1 - \psi) = 0,575 \times 1,462/(1 - (-1)) \approx 0,420 m$$

$$b_{e1} = 0,4b_{eff} = 0,4 \times 0,420 \approx 0,168 m$$

$$b_{e2} = 0,6b_{eff} = 0,6 \times 0,420 \approx 0,252 m$$

É necessário calcular a nova posição do centro de gravidade:

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad [m]$$

$$y_G = \frac{[(0,012 \times 0,250) \times 0,006] + [(0,008 \times 0,175) \times 0,100] + [(0,008 \times 0,252) \times 0,624]}{(0,008 \times 0,175) + [2 \times (0,012 \times 0,250)] + (0,008 \times 0,738) + (0,252 \times 0,008)} +$$

$$+ \frac{[(0,008 \times 0,738) \times 1,119] + [(0,250 \times 0,012) \times 1,494]}{(0,008 \times 0,175) + [2 \times (0,012 \times 0,250)] + (0,008 \times 0,738) + (0,252 \times 0,008)} \approx 0,816 m$$

Por simetria, o centro de gravidade em z mantém-se igual ( $z_G = 0,125 m$ ).

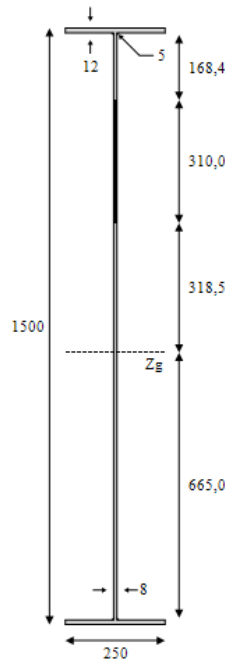


Figura D. 2 - Seção transversal efetiva devido ao efeito fletor correspondente ao topo dos pilares/base das vigas (Programa SteelClass).

$$I_{eff,y} = \left[ \frac{0,250 \times 0,012^3}{12} + (0,250 \times 0,012) \times 0,811^2 \right] + \left[ \frac{0,008 \times 0,175^3}{12} + (0,008 \times 0,175) \times 0,718^2 \right] \\ + \left[ \frac{0,008 \times 0,319^3}{12} + (0,008 \times 0,319) \times 0,160^2 \right] + \left[ \frac{0,008 \times 0,671^3}{12} + (0,008 \times 0,671) \times 0,336^2 \right] \\ + \left[ \frac{0,250 \times 0,012^3}{12} + (0,250 \times 0,012) \times 0,677^2 \right] \approx 4,968 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{eff,z} = 2 \times \left[ \frac{0,012 \times 0,250^3}{12} + (0,250 \times 0,012) \times 0^2 \right] + \left[ \frac{0,175 \times 0,008^3}{12} + (0,008 \times 0,175) \times 0^2 \right] + \\ \left[ \frac{0,319 \times 0,008^3}{12} + (0,008 \times 0,252) \times 0^2 \right] + \left[ \frac{0,671 \times 0,008^3}{12} + (0,008 \times 0,660) \times 0^2 \right] \approx 3,130 \times 10^{-5} m^4$$

$$W_{eff,y,sup} = \frac{I_{eff,y}}{v_s} = \frac{4,968 \times 10^{-3}}{0,817} \approx 6,081 \times 10^{-3} m^3$$

$$W_{eff,y,inf} = \frac{I_{eff,y}}{v_i} = \frac{4,968 \times 10^{-3}}{0,683} \approx 7,274 \times 10^{-3} m^3$$

$$W_{eff,y} = \min(w_{eff,y,sup}; w_{eff,y,inf}) = 6,081 \times 10^{-3} m^3$$

$$W_{eff,z} = \frac{I_{eff,z}}{v} = \frac{3,130 \times 10^{-5}}{0,125} \approx 2,504 \times 10^{-4} m^3$$



## Anexo E - Verificação da segurança estrutural a temperatura normal

### Anexo E.1 - Verificação da segurança das secções transversais

#### Estados Limites Últimos

##### Secção transversal das madres da cobertura

➤ Flexão desviada

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124000 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 44,020 \text{ kNm}$$
$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26100 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 9,266 \text{ kNm}$$

Através dos diagramas dos momentos fletores, conclui-se que os momentos fletores máximos nas direções y e z tomam os seguintes valores:

$$M_{y,Ed} = 10,919 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 1,091 \text{ kNm}$$



Figura E. 1 - Diagrama do momento fletor no eixo y-y para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura.



Figura E. 2 - Diagrama do momento fletor no eixo z-z para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura.

Desta forma:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1,0 \leftrightarrow \left[ \frac{10,919}{44,020} \right]^2 + \left[ \frac{1,091}{9,266} \right]^1 \approx 0,2 < 1,0$$

➤ Esforço transversal

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{967 \times 10^{-6} \times (355 \times 10^3/\sqrt{3})}{1,00} = 198,196 \text{ kN}$$



Figura E. 3 - Diagrama do esforço transversal para ELU AVB sobrecarga nas madres da cobertura.

Assim sendo:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{5,824}{198,196} \approx 0,03 < 1,0$$

➤ Flexão com esforço transversal

Como  $V_{Ed} = 5,824 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 198,196 = 99,098 \text{ kN}$ , não é necessário reduzir o momento fletor resistente.

Secção transversal das madres das fachadas

➤ Flexão desviada

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{245400 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 87,117 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119800 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 42,529 \text{ kNm}$$

Através dos diagramas de momentos fletores, conclui-se que os momentos fletores máximos nas direções y e z tomam os seguintes valores:

$$M_{y,Ed} = 11,015 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 5,831 \text{ kNm}$$

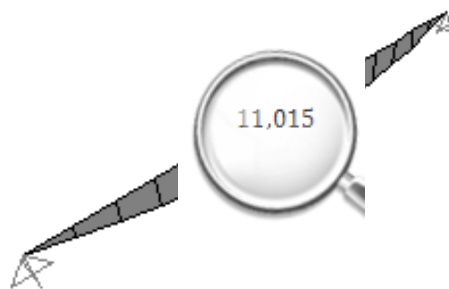


Figura E. 4 - Diagrama do momento fletor no eixo y-y para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas.

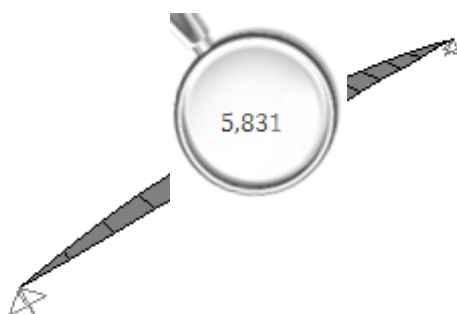


Figura E. 5 - Diagrama do momento fletor no eixo z-z para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas.

Desta forma:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \leftrightarrow \left[ \frac{11,015}{87,117} \right]^2 + \left[ \frac{5,831}{42,529} \right]^1 \approx 0,2 < 1,0$$

➤ Esforço transversal

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1312 \times 10^{-6} \times (355 \times 10^3/\sqrt{3})}{1,00} = 268,907 \text{ kN}$$

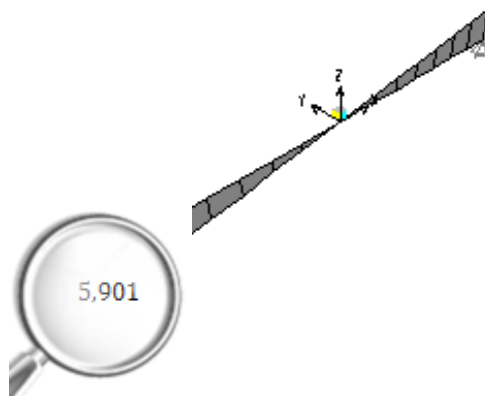


Figura E. 6 - Diagrama do esforço transversal para ação do vento lateral a 0° com  $c_{pi}=-0,3$  nas madres das fachadas.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{5,901}{268,907} \approx 0,02 < 1,0$$

➤ Flexão com esforço transversal

Como  $V_{Ed} = 5,901 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 268,907 = 134,454 \text{ kN}$ , não é necessário reduzir o momento fletor resistente.

Secção transversal correspondente à base dos pilares

➤ Compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7408 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1,00} = 2629,840 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{214,594}{2629,840} \approx 0,1 < 1,0$$

**Nota:** Os diagramas de esforço axial e momento fletor do pórtico encontram-se ilustrados no Capítulo 6.

➤ Esforço transversal

$$A_v = \eta \sum h_w t_w = 1,0 \times (0,162 \times 0,008) = 0,0013 \text{ m}^2$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,0013 \times (355 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 266,447 \text{ kN}$$



Figura E. 7 - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor na base do pilar, para ELU AVB sobrecarga.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{192,659}{266,447} \approx 0,7 < 1,0$$

Secção transversal correspondente ao topo dos pilares

- Esforço transversal

$$A_v = \eta \sum h_w t_w = 1,0 \times (1,462 \times 0,008) = 0,0117 \text{ m}^2$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,0117 \times (355 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 2398,024 \text{ kN}$$



Figura E. 8 - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor no topo do pilar, para ELU AVB sobrecarga.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{182,732}{2398,024} \approx 0,1 < 1,0$$

- Flexão composta

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

$$\frac{182,673}{8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 / 1,00} + \frac{1303,503}{6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 / 1,00} \approx 0,7 < 1,0$$

- Flexão composta com esforço transversal

Como  $V_{Ed} = 182,732 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 2398,024 = 1199,012 \text{ kN}$ , não é necessário reduzir o momento fletor resistente.

Secção transversal correspondente à base das vigas

- Esforço transverso



Figura E. 9 - Diagrama do esforço transverso, ilustrando o seu valor na base da viga, para ELU AVB sobrecarga.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{147,117}{2398,024} \approx 0,1 < 1,0$$

- Flexão composta

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

$$\frac{308,143}{8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 / 1,00} + \frac{1234,295}{6087045 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3 / 1,00} \approx 0,7 < 1,0$$

- Flexão composta com esforço transverso

Como  $V_{Ed} = 147,117 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 2398,024 = 1199,012 \text{ kN}$ , não é necessário reduzir o momento fletor resistente.

Secção transversal correspondente ao topo das vigas

- Esforço transversal



Figura E. 10 - Diagrama do esforço transversal, ilustrando o seu valor no topo da viga, para ELU AVB sobrecarga.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{25,280}{266,447} \approx 0,1 < 1,0$$

- Flexão composta

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

$$\frac{292,929}{7408 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 / 1,00} + \frac{34,946}{567225 \times 10^{-9} \times 355 \times 10^3} \approx 0,3 < 1,0$$

- Flexão composta com esforço transversal

Como  $V_{Ed} = 25,280 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 266,447 = 133,224 \text{ kN}$ , não é necessário reduzir o momento fletor resistente.



## Anexo E.2 - Verificação da segurança dos elementos

### Estados Limites Últimos

#### Pilares

- Encurvadura por esforço transversal

Sendo a alma não reforçada, vem:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \leftrightarrow \frac{1,462}{0,008} \approx 182,750 > \frac{72}{1,0} \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 58,580$$

Conclui-se que, para a secção transversal mais condicionante (topo do pilar), é necessário, pelo menos, reforçar transversalmente a alma nas extremidades do elemento. Para almas apenas com reforços transversais nos apoios, o coeficiente de encurvadura por esforço transversal  $k_\tau$  toma o valor de 5,34. Para determinar a contribuição da alma, calcula-se o valor da esbelteza:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4t\varepsilon} = \frac{1,462}{86,4 \times 0,008 \times \sqrt{\frac{235}{355}}} \approx 2,600$$

Como  $\bar{\lambda}_w > 1,08$ , pela Tabela 4.1, considerando a extremidade não rígida,  $\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{2,600} \approx 0,319$ . O valor de cálculo da resistência da alma ao esforço transversal é:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0,319 \times 355 \times 10^3 \times 1,462 \times 0,008}{\sqrt{3} \times 1,00} \approx 764,708 \text{ kN}$$

Visto  $V_{bw,Rd} > V_{Ed}$  não seria necessário calcular a resistência dos banzos ao esforço transversal. No entanto, para exemplificar o procedimento a efetuar procedeu-se ao seu cálculo.

Para calcular a resistência dos banzos ao esforço transversal é necessário determinar:

$$c = a \left( 0,25 + \frac{1,6b_f t_f^2 f_{yf}}{th_w^2 f_{yw}} \right) = 7,000 \times \left( 0,25 + \frac{1,6 \times 0,250 \times 0,012^2 \times 355 \times 10^3}{0,008 \times 1,462^2 \times 355 \times 10^3} \right) \approx 1,774$$

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{(0,250 \times 0,012) \times 355 \times 10^3 \times 1,488}{1,00} \approx 1584,720 \text{ kNm}$$

O valor de cálculo da resistência dos banzos ao esforço transversal é:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] = \frac{0,250 \times 0,012^2 \times 355 \times 10^3}{1,774 \times 1,00} \left[ 1 - \left( \frac{1303,503}{1584,720} \right)^2 \right] \approx 2,330 \text{ kN}$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura,  $V_{b,Rd}$  toma o valor de:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 764,708 + 2,330 = 767,038 \text{ kN}$$

$$< \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \times 355 \times 10^3 \times 1,462 \times 0,008}{\sqrt{3} \times 1,000} \approx 2876,645 \text{ kN}$$

Verificando a resistência à encurvadura:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{192,659}{767,038} \approx 0,3 < 1,0$$

Conclui-se que, para resistir à encurvadura por esforço transversal, basta reforçar os pilares com painéis nas almas apenas na sua extremidade superior. Para extremidades não rígidas, considera-se um único reforço transversal duplo que deve resistir a um esforço de compressão igual à reação no apoio.

Para a secção correspondente ao topo dos pilares, tem-se:

$$V_{Ed} = 182,732 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 0,250 \times e \times 355 \times 10^3 / 1,00$$

Logo, a espessura do reforço terá que ser:

$$e \geq 0,002 \text{ m}$$

Considera-se uma placa de extremidade com  $250 \times 5 \text{ mm}^2$  como se mostra na Figura E.11.

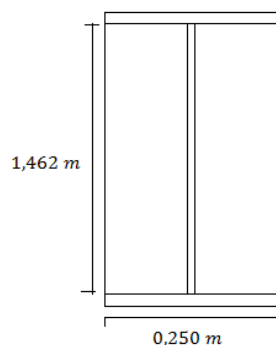


Figura E. 11 - Chapa de extremidade no topo dos pilares.

A secção efetiva a considerar é:

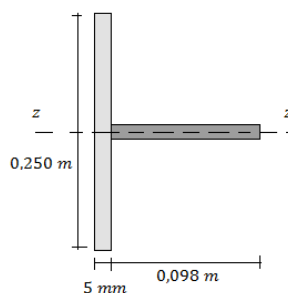


Figura E. 12 - Secção efetiva do reforço.

Verificando a resistência à encurvadura, tem-se como propriedades geométricas:

$$A = 0,250 \times 0,005 + 0,098 \times 0,008 = 2,034 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_z = \frac{0,005 \times 0,250^3}{12} + \frac{0,098 \times 0,008^3}{12} \approx 6,515 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{6,515 \times 10^{-6}}{2,034 \times 10^{-3}}} \approx 0,057$$

Sabendo que o comprimento de encurvadura vale:

$$L_{cr} = 0,75h_w = 0,75 \times 1,462 \approx 1,097 \text{ m}$$

Tem-se como esbelteza normalizada o valor de:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \times \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{93,9\varepsilon} = \frac{1,097}{0,057} \times \frac{\sqrt{8906 \times 10^{-6}/17808 \times 10^{-6}}}{93,9 \times \sqrt{235/355}} \approx 0,178$$

Para a curva de encurvadura  $c$  o valor de  $\alpha$  é 0,49.

$$\phi_z = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5[1 + 0,49 \times (0,178 - 0,2) + 0,178^2] \approx 0,510$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,510 + \sqrt{0,510^2 - 0,178^2}} \approx 1,0$$

Vindo:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 8906 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1,00} \approx 3161,630 \text{ kN} > 182,732 \text{ kN}$$

Verifica-se que não há problema de encurvadura.

### Vigas

➤ Encurvadura por esforço transversal

Sendo a alma não reforçada, vem:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \leftrightarrow \frac{1,462}{0,008} \approx 182,750 > \frac{72}{1,0} \sqrt{\frac{235}{355}} \approx 58,580$$

Para a secção transversal mais condicionante (base da viga), é necessário, pelo menos, reforçar transversalmente a alma nas extremidades do elemento. Para almas apenas com reforços transversais nos apoios, o coeficiente de encurvadura por esforço transversal  $k_\tau$  toma o valor de 5,34. Para determinar a contribuição da alma, determina-se o valor da esbelteza que é igual ao caso dos pilares.

$$\bar{\lambda}_w \approx 2,600$$

Como  $\bar{\lambda}_w > 1,08$ , pela Tabela 4.1, considerando a extremidade não rígida,  $\chi_w \approx 0,319$ . O valor de cálculo da resistência da alma ao esforço transversal é:

$$V_{bw,Rd} \approx 764,708 \text{ kN}$$

Para calcular a resistência dos banzos ao esforço transversal é necessário determinar:

$$c = a \left( 0,25 + \frac{1,6b_f t_f^2 f_{yf}}{th_w^2 f_{yw}} \right) = 20,100 \times \left( 0,25 + \frac{1,6 \times 0,250 \times 0,012^2 \times 355 \times 10^3}{0,008 \times 1,462^2 \times 355 \times 10^3} \right) \approx 5,093$$

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,Rk}}{\gamma_{M1}} \approx 1584,720 \text{ kNm}$$

O valor de cálculo da resistência dos banzos ao esforço transversal é:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] = \frac{0,250 \times 0,012^2 \times 355 \times 10^3}{5,093 \times 1,00} \left[ 1 - \left( \frac{1234,295}{1584,720} \right)^2 \right] \approx 0,987 \text{ kN}$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente à encurvadura,  $V_{b,Rd}$  toma o valor de:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 764,708 + 0,987 = 765,695 \text{ kN}$$

$$< \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \times 355 \times 10^3 \times 1,462 \times 0,008}{\sqrt{3} \times 1,00} \approx 2876,645 \text{ kN}$$

Verificando a resistência à encurvadura:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \leftrightarrow \frac{147,117}{765,695} \approx 0,2 < 1,0$$

Conclui-se que, para resistir à encurvadura por esforço transversal, basta reforçar as vigas com painéis nas almas apenas nas suas extremidades. Para extremidades não rígidas, considera-se um único reforço transversal duplo que deve resistir a um esforço de compressão igual à reação no apoio (Figuras E.11 e E.12) para a base do elemento.

Para a secção correspondente ao topo das vigas tem-se:

$$V_{Ed} = 25,280 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 0,250 \times e \times 355 \times 10^3 / 1,00$$

Logo, a espessura do reforço terá que ser:

$$e \geq 0,0003 \text{ m}$$

Considera-se uma placa de extremidade com  $250 \times 5 \text{ mm}^2$  (Figura E.13).

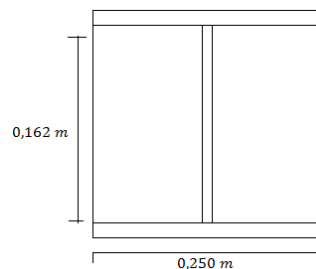


Figura E. 13 - Chapa de extremidade no topo das vigas.

A secção efetiva a considerar é a correspondente à Figura E.12.

Verificando a resistência à encurvadura, tem-se as mesmas propriedades geométricas:

$$A = 2,034 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_z \approx 6,515 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$i_z \approx 0,057$$

Sabendo que, neste caso, o comprimento de encurvadura vale:

$$L_{cr} = 0,75h_w = 0,75 \times 0,162 \approx 0,122 \text{ m}$$

Tem-se como esbelteza normalizada o valor de:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \times \frac{1}{93,9\epsilon} = \frac{0,122}{0,057} \times \frac{1}{93,9 \times \sqrt{235/355}} \approx 0,03 < 0,2$$

Logo, não há problema de encurvadura.

## Estados Limites de Utilização/Serviço

### Madres da cobertura

#### ➤ Deformação

$$\delta_{1,y} = \frac{G_{k,y}l^4}{76,8EI_y} = \frac{0,467 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 8690000 \times 10^{-12}} \approx 0,01 \text{ m}$$

$$\delta_{1,z} = \frac{G_{k,z}l^4}{76,8EI_z} = \frac{0,046 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 683000 \times 10^{-12}} \approx 0,01 \text{ m}$$

$$\delta_{2,y} = \frac{Q_{k,y}l^4}{76,8EI_y} = \frac{0,615 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 8690000 \times 10^{-12}} \approx 0,01 \text{ m}$$

$$\delta_{2,z} = \frac{Q_{k,z}l^4}{76,8EI_z} = \frac{0,062 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 683000 \times 10^{-12}} \approx 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 0,01 + 0,02 - 0 = 0,03 \text{ m}$$

Segundo a Tabela 4.6, para cobertura em geral, os valores limites recomendados são:

$$\delta_{max,lim} = L/200 = 7,5/200 \approx 0,04 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

$$\delta_{2,lim} = L/250 = 7,5/250 = 0,03 \text{ m} > 0,02 \text{ m}$$

### Madres das fachadas

#### ➤ Deformação

$$\delta_{1,y} = \frac{G_{k,y}l^4}{76,8EI_y} = 0$$

$$\delta_{1,z} = \frac{G_{k,z}l^4}{76,8EI_z} = \frac{0,617 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 5497000 \times 10^{-12}} \approx 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{2,y} = \frac{Q_{k,y}l^4}{76,8EI_y} = \frac{1,049 \times 7,5^4}{76,8 \times 210 \times 10^6 \times 15090000 \times 10^{-12}} \approx 0,01 \text{ m}$$

$$\delta_{2,z} = \frac{Q_{k,z}l^4}{76,8EI_z} = 0$$

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 0,02 + 0 - 0 = 0,02 \text{ m}$$

Segundo a Tabela 4.6, os valores limites recomendados são:

$$\delta_{max,lim} = L/200 = 7,5/200 \approx 0,04 \text{ m} > 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{2,lim} = L/250 = 7,5/250 = 0,03 \text{ m} > 0,01 \text{ m}$$

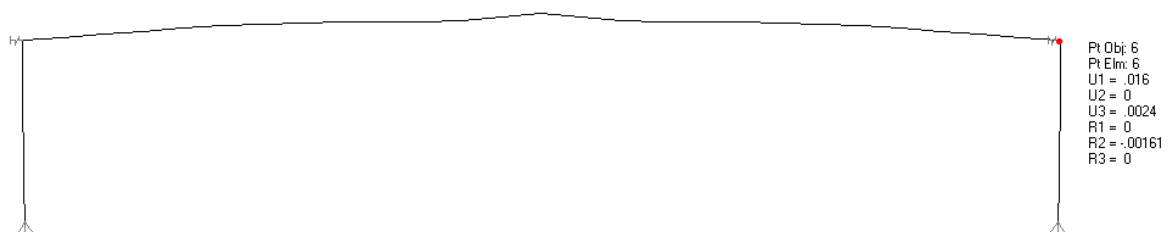
### Pilares

#### ➤ Deslocamentos horizontais

Segundo o Anexo Nacional, o limite recomendado para o deslocamento horizontal no topo dos pilares de pórticos sem aparelhos de elevação para as combinações características é:

$$\delta_{h,lim} = h/150 = \frac{7}{150} \approx 0,05 \text{ m}$$

O deslocamento máximo no topo dos pilares do pórtico contraventado toma o valor de  $\delta_{h,max} \approx 0,02 \text{ m} < 0,05 \text{ m}$ .



**Figura E. 14 - Representação da deformada para combinação rara de ações com ação variável base sobrecarga, enfatizando-se o valor do deslocamento horizontal no pilar.**



### Pórtico

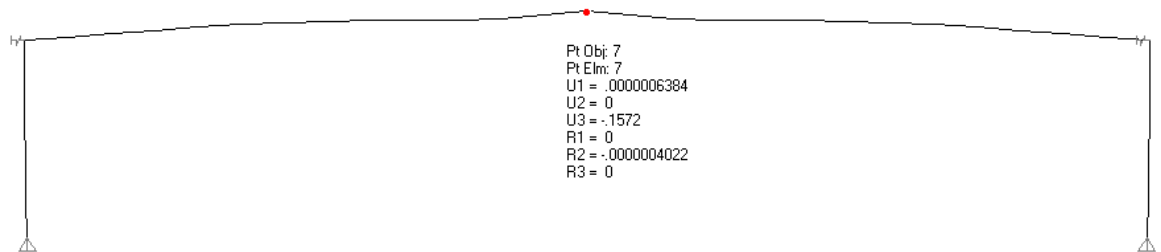
➤ Deslocamento vertical

Considera-se como limite máximo de deslocamento vertical:

$$\delta_{max,lim} = L/200 = 40/200 = 0,20 \text{ m}$$

Através do SAP, verifica-se que o deslocamento vertical máximo encontra-se a meio do pórtico e toma o valor de:

$$\delta_{max} \approx 0,16 \text{ m} < 0,20 \text{ m}$$



**Figura E. 15 - Representação da deformada para combinação rara de ações com ação variável base sobrecarga, enfatizando-se o valor do deslocamento vertical no pórtico.**



